



RSNI 4

Revisi SNI 03-1726-1989

Standar Nasional Indonesia

Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung

**STANDAR PERENCANAAN KETAHANAN GEMPA
UNTUK STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG
SNI – 1726 - 2002**

APRIL 2002



**DEPARTEMEN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH
BADAN PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH
PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN TEKNOLOGI PERMUKIMAN
Jl. Panyaungan Cileunyi Wetan Kab. Bandung 40393 PO Box: 812, Bandung 40008
Phone: 62-22-7798393 (4 saluran), Fax. 62-22-7798392, E-mail: kapuskim@bdg.centrin.net.id**

PRAKATA

Tatacara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung, SNI 03-1726-1989 pada saat ini sudah berumur lebih dari 10 tahun dan oleh para perencana bangunan gedung dirasakan kurang dapat mengikuti perkembangan teknologi dewasa ini. Oleh karena itu Tatacara ini perlu direvisi dan disesuaikan dengan perkembangan ilmu pengetahuan teknik sipil sehingga Tatacara ini akan tetap akurat dalam penggunaannya.

Selanjutnya Rancangan SNI yang ditunggu-tunggu dapat diselesaikan dengan baik dengan judul Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung, dan mudah-mudahan dapat memenuhi tantangan yang dihadapi dalam dunia konstruksi bangunan khususnya mengenai persyaratan ketahanan gempa untuk gedung.

Akhir kata kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tatacara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung, terutama pada Tim Penyusun yang diketuai oleh Prof. Dr. Ir. Wiratman Wangsadinata.

Jakarta, Oktober 2001

Ketua Panitia Teknik
Bangunan Dan Konstruksi

DAFTAR ISI

P R A K A T A	i
D A F T A R I S I	ii
D A F T A R T A B E L	iv
D A F T A R G A M B A R	v
1. R U A N G L I N G K U P	1
2. A C U A N	1
3. I S T I L A H D A N N O T A S I	1
3.1 Istilah	1
3.2 Notasi	5
4. K E T E N T U A N U M U M	11
4.1 Gempa Rencana dan Kategori Gedung	11
4.2 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	12
4.3 Daktilitas Struktur Gedung dan Pembebanan Gempa Nominal	13
4.4 Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor	17
4.5 Perencanaan Kapasitas	17
4.6 Jenis Tanah dan Perambatan Gelombang Gempa	17
4.7 Wilayah Gempa dan Spektrum Respons	19
4.8 Pengaruh Gempa Vertikal	24
5. P E R E N C A N A A N U M U M S T R U K T U R G E D U N G	24
5.1 Struktur Atas dan Struktur Bawah	24
5.2 Struktur Penahan Beban Gempa	25
5.3 Lantai Tingkat Sebagai Diafragma	25
5.4 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat	25
5.5 Kekakuan Struktur	26
5.6 Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental	27
5.7 Pengaruh P-Delta	27
5.8 Arah Pembebanan Gempa	27
6. P E R E N C A N A A N S T R U K T U R G E D U N G B E R A T U R A N	28
6.1 Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen	28
6.2 Waktu Getar Alami Fundamental	28
6.3 Analisis Statik Ekuivalen	29
7. P E R E N C A N A A N S T R U K T U R G E D U N G T I D A K B E R A T U R A N	29
7.1 Ketentuan Untuk Analisis Respons Dinamik	29
7.2 Analisis Ragam Spektrum Respons	30

7.3	Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu	31
8.	KINERJA STRUKTUR GEDUNG	32
8.1	Kinerja Batas Layan	32
8.2	Kinerja Batas Ultimit	32
9.	PENGARUH GEMPA PADA STRUKTUR BAWAH	33
9.1	Pembebanan Gempa dari Struktur Atas	33
9.2	Pembebanan Gempa dari Gaya Inersia	35
9.3	Pembebanan Gempa dari Tanah Sekelilingnya	35
10.	PENGARUH GEMPA PADA UNSUR SEKUNDER, UNSUR ARSITEKTUR DAN INSTALASI MESIN DAN LISTRIK	36
10.1	Ruang Lingkup Pengamanan	36
10.2	Tambatan	36
10.3	Hubungan Antar-Unsur	36
10.4	Pemutusan Otomatis Operasi Mesin dan Alat	36
10.5	Pengaruh Gempa Rencana	37
LAMPIRAN A : PENJELASAN		
A.1	Ruang Lingkup	39
A.3	Istilah Dan Notasi	39
A.4	Ketentuan Umum	40
A.5	Perencanaan Umum Struktur Gedung	48
A.6	Perencanaan Struktur Gedung Beraturan	51
A.7	Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan	53
A.8	Kinerja Struktur Gedung	55
A.9	Pengaruh Gempa pada Struktur Bawah	56
A.10	Pengaruh Gempa pada Unsur Sekunder, Unsur Arsitektur dan Instalasi Mesin dan Listrik	58
LAMPIRAN B :		
B.1	Perencanaan Beban Dan Kuat Terfaktor Untuk Fondasi	61
B.2	Penjelasan Perencanaan Beban Dan Kuat Terfaktor Untuk Fondasi	62

DAFTAR TABEL

Tabel 1	Faktor Keutamaan I Untuk Berbagai Kategori Gedung Dan Bangunan	12
Tabel 2	Parameter Daktilitas Struktur Gedung	15
Tabel 3	Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Redukti Gempa Maksimum, Faktor Kuat Lebih Struktur Dan Faktor Kuat Lebih Total Beberapa Jenis Sistem Dan Subsistem Struktur Bangunan	16
Tabel 4	Jenis-Jenis Tanah	18
Tabel 5	Percepatan Puncak Batuan Dasar Dan Percepatan Puncak Muka Tanah Untuk Masing-Masing Wilayah Gempa Indonesia	19
Tabel 6	Spektrum Respons Gempa Rencana	22
Tabel 7	Koefisien ψ Untuk Menghitung Faktor Respons Gempa Vertikal C_v	24
Tabel 8	Koefisien ξ Yang Membatasi Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung	27
Tabel 9	Faktor lebih struktur f_2 dan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung	34
Tabel 10	Faktor Kinerja Unsur Untuk Unsur Sekunder Dan Unsur Arsitektur	38
Tabel 11	Faktor Kinerja Unsur Untuk Instalasi Mesin Dan Listrik	38
Tabel P.1	Faktor Reduksi Kekuatan ϕ Untuk Jenis Fondasi Telapak Dan Rakit	61
Tabel P.2	Faktor Reduksi Kekuatan ϕ Untuk Jenis Tiang Pancang Dan Tiang Bor	62

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1	Wilayah Gempa Indonesia Dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar Dengan Perioda Ulang 500 Tahunan	21
Gambar 2	Respons Spektrum Gempa Rencana	23
Gambar P.1	Diagram Beban – Simpangan (Diagram $V - \delta$) Struktur Gedung	42
Gambar P.2	Distribusi Besaran $ln (R_u/Q_u)$ Yang Berbentuk Lonceng	43
Gambar P. 3	Mekanisme Ideal Suatu Struktur Gedung Dengan Sendi Plastis Terbentuk Pada Ujung-Ujung Balok, Kaki Kolom Dan Kaki Dinding Geser	44
Gambar P.4	Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang Tinggi Struktur Gedung	54
Gambar P.5	Diagram Momen – Simpangan Dari Suatu Sendi Plastis Pada Kaki Kolom Atau Kaki Dinding Geser	57

1 Ruang lingkup

1.1 Standar ini dimaksudkan sebagai pengganti Standar Nasional Indonesia SNI 03-1726-1989 dan untuk selanjutnya menjadi persyaratan minimum perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, kecuali untuk struktur bangunan yang ditentukan dalam Pasal 1.2.

1.2 Syarat-syarat perencanaan struktur gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam Standar ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut :

- Gedung dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktian tentang kelayakannya.
- Gedung dengan sistem isolasi landasan (*base isolation*) untuk meredam pengaruh gempa terhadap struktur atas.
- Bangunan Teknik Sipil seperti jembatan, bangunan air, dinding dan dermaga pelabuhan, anjungan lepas pantai dan bangunan non-gedung lainnya.
- Rumah tinggal satu tingkat dan gedung-gedung non-teknis lainnya.

1.3 Standar ini bertujuan agar struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan menurut Standar ini dapat berfungsi :

- menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat;
- membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki;
- membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang;
- mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

2 Acuan

Standar ini menggunakan acuan dokumen:

- SNI 03-1726-1989, “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung”, Kantor Menteri Negara Pekerjaan Umum, Dit. BinteK, Ditjen Cipta Karya, 3 No. 1997
- *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHERP) Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1 – Provisions, Part 2 – Commentary; FEMA 302, Feb. 1998*
- *Uniform Building Code (UBC), 1997 Edition, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, April 1997*

3 Istilah dan notasi

3.1 Istilah

Kecuali tidak sesuai atau tidak ada hubungannya dengan yang ditetapkan dalam Standar ini, maka dalam Standar ini berlaku beberapa pengertian sebagai berikut:

3.1.1 Analisis

3.1.1.1

gempa ringan

gempa yang kemungkinan terjadinya adalah sekali saja atau dengan probabilitas sekitar 60% dalam kurun waktu umur gedung. Hal ini berarti bahwa untuk umur gedung biasa 50 tahun, perioda ulang gempa ringan adalah 50 tahun juga.

3.1.1.2

analisis beban dorong statik (static push over analysis) pada struktur gedung

suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi linier dan non-linier, di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

3.1.1.3

analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung beraturan

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur 2 dimensi, sehingga respons dinamikanya praktis hanya ditentukan oleh respons ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa statik ekuivalen.

3.1.1.4

analisis beban gempa statik ekuivalen pada struktur gedung tidak beraturan

suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban-beban gempa statik ekuivalen yang telah dijabarkan dari pembagian gaya geser tingkat maksimum dinamik sepanjang tinggi struktur gedung yang telah diperoleh dari hasil analisis respons dinamik elastik linier 3 dimensi.

3.1.1.5

analisis perambatan gelombang

suatu analisis untuk menentukan pembesaran gelombang gempa yang merambat dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah, dengan data tanah di atas batuan dasar dan gerakan gempa masukan pada kedalaman batuan dasar sebagai data masukannya.

3.1.1.6

analisis ragam spektrum respons

suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui suatu metoda analisis yang dikenal dengan analisis ragam spektrum respons, di mana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons Gempa Rencana.

3.1.1.7

analisis respons dinamik riwayat waktu linier

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana

pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung atau dapat juga melalui metoda analisis ragam.

3.1.1.8

analisis respons dinamik riwayat waktu non-linier

suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linier) maupun elasto-plastis (non-linier) terhadap gerakan tanah akibat Gempa Rencana sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung.

3.1.2 Beban Nominal

3.1.2.1

beban gempa nominal secara umum

beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut. Menurut Standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut Gempa Rencana (dengan perioda ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih f_1 untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6. Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh Gempa Rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 .

3.1.2.2

beban hidup nominal yang bekerja pada struktur gedung

beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

3.1.2.3

beban mati nominal

beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu. Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban mati rencana yang biasa ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban mati nominal.

3.1.3 Daktilitas

3.1.3.1

daktilitas

kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

3.1.3.2**faktor Daktilitas**

rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

3.1.3.3**daktail penuh**

suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

3.1.3.4**daktail parsial**

seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

3.1.4 Dinding Geser**3.1.4.1****dinding geser beton bertulang kantilever**

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, di mana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m.

3.1.4.2**dinding geser beton bertulang berangkai**

suatu subsistem struktur gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser yang dirangkaikan oleh balok-balok perangkai dan yang runtuhnya terjadi dengan sesuatu daktilitas tertentu oleh terjadinya sendi-sendi plastis pada ke dua ujung balok-balok perangkai dan pada kaki semua dinding geser, di mana masing-masing momen lelehnya dapat mengalami peningkatan hampir sepenuhnya akibat pengerasan regangan. Rasio antara bentang dan tinggi balok perangkai tidak boleh lebih dari 4.

3.2 Notasi

A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai

gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.

A_m	Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
A_o	Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
A_r	Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
b	Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
c	Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
C	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
C_v	Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
C_1	Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
d	Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
d_i	Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
D_n	Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
e	Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
e_d	Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
E_c	Modulus elastisitas beton
E_n	Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.

E_s	Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
f	Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
f_1	Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
f_2	Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
F_b	Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.
F_i	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung.
F_p	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
g	Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
i	Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
I	Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
I_1	Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
I_2	Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
k	Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.

K_p	Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.
L_n	Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
m	Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
M	Momen lentur secara umum.
M_{gm}	Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
M_n	Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_l .
M_y	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
$M_{y,d}$	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
$M_{y,k}$	Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
n	Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.
N	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
N_i	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke- i .
\bar{N}	Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
p	Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
P	Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.

PI	Indeks Plastisitas tanah lempung.
Q_n	Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
Q_u	Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
R	Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.
R_m	Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.
R_n	Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.
R_u	Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.
R_x	Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
R_y	Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
s	Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.
S_u	Kuat geser niralir lapisan tanah.
S_{ui}	Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.
\bar{S}_u	Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
t_i	Tebal lapisan tanah ke-i.
T	Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
T_1	Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.

T_c	Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
u	Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
v_s	Kecepatan rambat gelombang geser.
\bar{v}_s	Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
v_{si}	Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
V	Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
V_e	Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
V_m	Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.
V_n	Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
V_s	Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
V_t	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
V_x^o	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
V_y^o	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.

V_1	Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
w_n	Kadar air alami tanah.
W_b	Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
W_i	Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
W_p	Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
W_t	Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
x	Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
y	Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
z_i	Ketinggian lantai tingkat ke-i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
z_n	Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
z_p	Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
β (beta)	Indeks kepercayaan (<i>reliability index</i>), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
γ (gamma)	Faktor beban secara umum.
γ_D (gamma-D)	Faktor beban untuk beban mati nominal.
γ_E (gamma-E)	Faktor beban untuk beban gempa nominal.
γ_L (gamma-L)	Faktor beban untuk beban hidup nominal.
δ_m (delta-m)	Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

δ_y (delta-y)	Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
ζ (zeta)	Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
η (eta)	Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
μ (mu)	Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
μ_m (mu-m)	Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.
ξ (ksi)	Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
σ (sigma)	Deviasi standar distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.
Σ (sigma)	Tanda penjumlahan.
ϕ (phi)	Faktor reduksi kekuatan secara umum.
ψ (psi)	Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

4 Ketentuan umum

4.1 Gempa rencana dan kategori gedung

4.1.1 Standar ini menentukan pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh Gempa Rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Gempa Rencana ditetapkan mempunyai perioda ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun.

4.1.2 Untuk berbagai kategori gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut persamaan :

$$I = I_1 I_2 \quad (1)$$

di mana I_1 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung, sedangkan I_2 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut Tabel 1.

Tabel 1 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I , dapat dikalikan 80%.

4.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

4.2.1 Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.

- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh Gempa Rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut Standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

4.2.2 Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut Pasal 4.2.1, ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

4.3 Daktilitas struktur bangunan dan pembebanan gempa nominal

4.3.1 Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2)$$

Dalam pers. (2) $\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang

berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

4.3.2 Apabila V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan dan V_y adalah pembebanan yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung, maka dengan asumsi bahwa struktur gedung daktil dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum δ_m yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \quad (3)$$

di mana μ adalah faktor daktilitas struktur gedung.

4.3.3 Apabila V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_l} = \frac{V_e}{R} \quad (4)$$

di mana f_l adalah faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya ditetapkan sebesar :

$$f_l = 1,6 \quad (5)$$

dan R disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_l \leq R_m \quad (6)$$

Dalam pers.(6) $R = 1,6$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

Dalam Tabel 2 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 2 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers.(6)
Elastik penuh	1,0	1,6

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers.(6)
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail penuh	5,3	8,5

4.3.4 Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Dalam Tabel 3 ditetapkan nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.

4.3.5 Apabila dalam arah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana sistem struktur gedung terdiri dari beberapa jenis subsistem struktur gedung yang berbeda, faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung itu untuk arah pembebanan gempa tersebut, dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{\sum V_s}{\sum V_s / R_s} \quad (7)$$

di mana R_s adalah nilai faktor reduksi gempa masing-masing jenis subsistem struktur gedung dan V_s adalah gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing jenis subsistem struktur gedung tersebut, dengan penjumlahan meliputi seluruh jenis subsistem struktur gedung yang ada. Metoda ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa dari jenis-jenis subsistem struktur gedung yang ada tidak lebih dari 1,5.

4.3.6 Untuk jenis subsistem struktur gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 3, nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong statik (*static push-over analysis*).

Tabel 3 Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor

tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m Pers. (6)	f Pers. (39)
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8
	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda)	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
7. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

4.4 Perencanaan beban dan kuat terfaktor

4.4.1 Dengan menyatakan kekuatan ultimit suatu struktur gedung dan pembebanan ultimit pada struktur gedung itu berturut-turut sebagai :

$$R_u = \phi R_n \quad (8)$$

$$Q_u = \gamma Q_n \quad (9)$$

di mana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, R_n adalah kekuatan nominal struktur gedung, γ adalah faktor beban dan Q_n adalah pembebanan nominal pada struktur gedung tersebut, maka menurut Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit sebagai berikut :

$$R_u \geq Q_u \quad (10)$$

4.4.2 Dengan menyatakan beban mati nominal sebagai D_n , beban hidup nominal sebagai L_n dan beban gempa nominal sebagai E_n , maka Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor harus dilakukan dengan meninjau pembebanan ultimit pada struktur gedung sebagai berikut:

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (11)$$

- untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa :

$$Q_u = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (12)$$

di mana γ_D , γ_L dan γ_E adalah faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal, yang nilai-nilainya ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku.

4.4.3 Beban mati nominal dan beban hidup nominal yang disebut dalam Pasal 4.4.2, adalah beban-beban yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga probabilitas adanya beban-beban yang lebih besar dari itu dalam kurun waktu umur gedung terbatas sampai suatu persentase tertentu. Namun demikian, beban mati rencana dan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban-beban nominal.

4.5 Perencanaan kapasitas

Struktur gedung harus memenuhi persyaratan “kolom kuat balok lemah”, artinya ketika struktur gedung memikul pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung tersebut hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Implementasi persyaratan ini di dalam perencanaan struktur beton dan struktur baja ditetapkan dalam standar beton dan standar baja yang berlaku.

4.6 Jenis tanah dan perambatan gelombang gempa

4.6.1 Kecuali bila lapisan tanah di atas batuan dasar memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan dalam Pasal 4.6.3, pengaruh Gempa Rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk

batuan dasar menurut Tabel 5. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis ini, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidak-pastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

4.6.2 Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser v_s yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

4.6.3 Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 4.

Tabel 4 Jenis-jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Dalam Tabel 4 \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / v_{si}} \quad (13)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \quad (14)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}} \quad (15)$$

di mana t_i adalah tebal lapisan tanah ke- i , v_{si} adalah kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke- i , N_i nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke- i , S_{ui} adalah kuat geser niralir lapisan tanah ke- i dan m adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar. Selanjutnya, dalam Tabel 4 PI adalah Indeks Plastisitas tanah lempung, w_n adalah kadar air alami tanah dan S_u adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau.

4.4.4 Yang dimaksud dengan jenis Tanah Khusus dalam Tabel 4 adalah jenis tanah yang tidak memenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel tersebut. Di samping itu, yang termasuk dalam jenis Tanah Khusus adalah juga tanah yang memiliki potensi likuifaksi yang tinggi, lempung sangat peka, pasir yang tersementasi rendah yang rapuh, tanah gambut, tanah dengan kandungan bahan organik yang tinggi dengan ketebalan lebih dari 3 m, lempung sangat lunak dengan PI lebih dari 75 dan ketebalan lebih dari 10 m, lapisan lempung dengan $25 \text{ kPa} < S_u < 50 \text{ kPa}$ dan ketebalan lebih dari 30 m. Untuk jenis Tanah Khusus percepatan puncak muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa menurut Pasal 4.6.1.

4.7 Wilayah gempa dan spektrum respons

4.7.1 Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa seperti ditunjukkan dalam Gambar 1, di mana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan perioda ulang 500 tahun, yang nilai rata-ratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5.

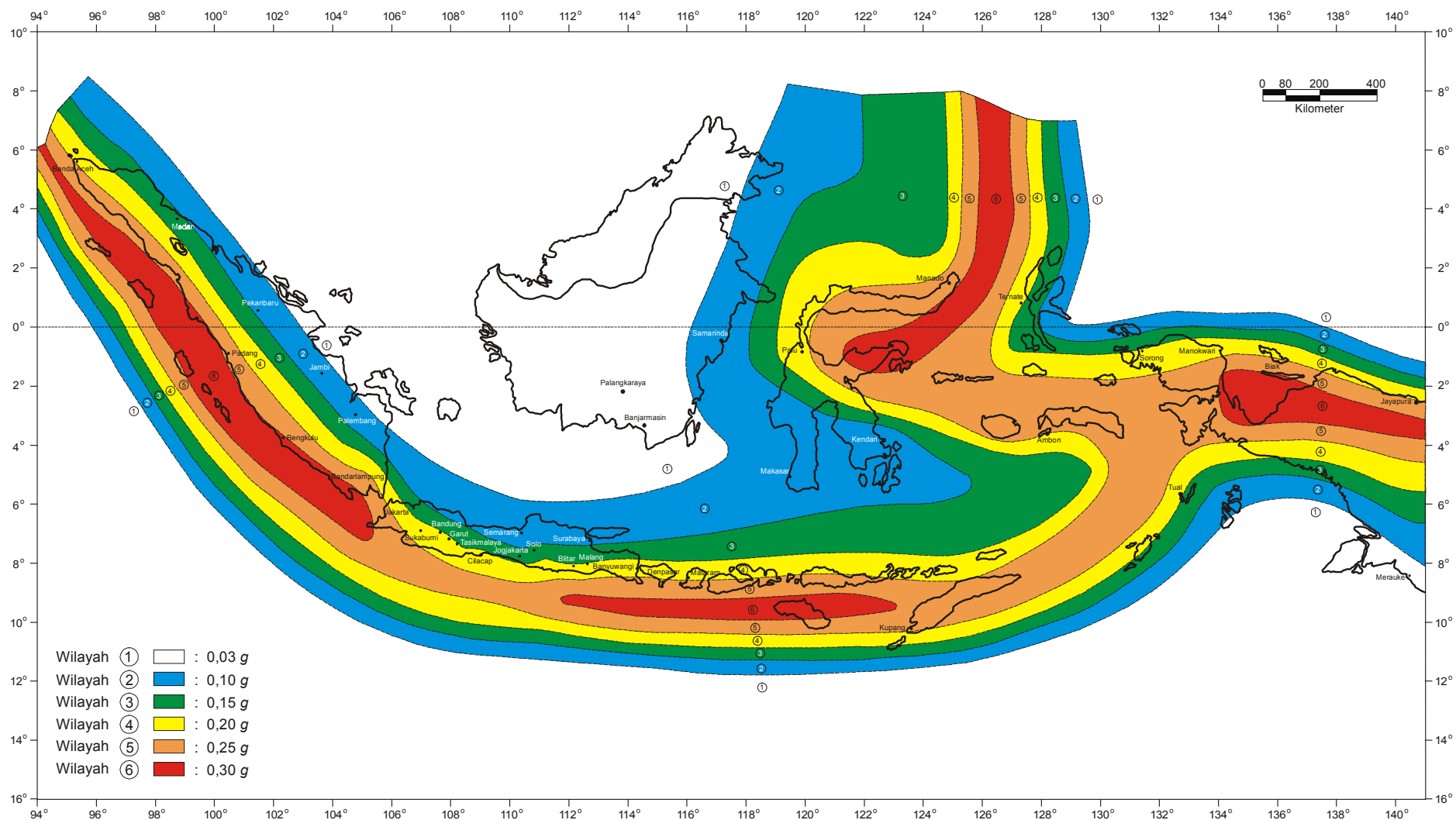
4.7.2 Apabila percepatan puncak muka tanah A_0 tidak didapat dari hasil analisis perambatan gelombang seperti disebut dalam Pasal 4.6.1, percepatan puncak muka tanah tersebut untuk masing-masing Wilayah Gempa dan untuk masing-masing jenis tanah ditetapkan dalam Tabel 5.

Tabel 5 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah A_0 ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,38	

4.7.3 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam Gambar 1 dan Tabel 5 ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung untuk menjamin kekekaran (robustness) minimum dari struktur gedung tersebut.

4.7.4 Untuk menentukan pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan menurut Pasal 6.1.2, gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.1.3 dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur gedung tidak beraturan menurut Pasal 7.2.1, untuk masing-masing Wilayah Gempa ditetapkan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. Dalam gambar tersebut C adalah Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik. Untuk $T = 0$ nilai C tersebut menjadi sama dengan A_0 , di mana A_0 merupakan percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5.



Gambar 2.1. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun

4.7.5 Mengingat pada kisaran waktu getar alami pendek $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat ketidak-pastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, Faktor Respons Gempa C menurut Spektrum Respons Gempa Rencana yang ditetapkan dalam Pasal 4.7.4, dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut, nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan.

4.7.6 Dengan menetapkan percepatan respons maksimum A_m sebesar

$$A_m = 2,5 A_0 \quad (16)$$

dan waktu getar alami sudut T_c sebesar 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik untuk jenis tanah berturut-turut Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, maka dengan memperhatikan Pasal 4.7.4 dan Pasal 4.7.5, Faktor Respons Gempa C ditentukan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut :

- untuk $T \leq T_c$:

$$C = A_m \quad (17)$$

- untuk $T > T_c$:

$$C = \frac{A_r}{T} \quad (18)$$

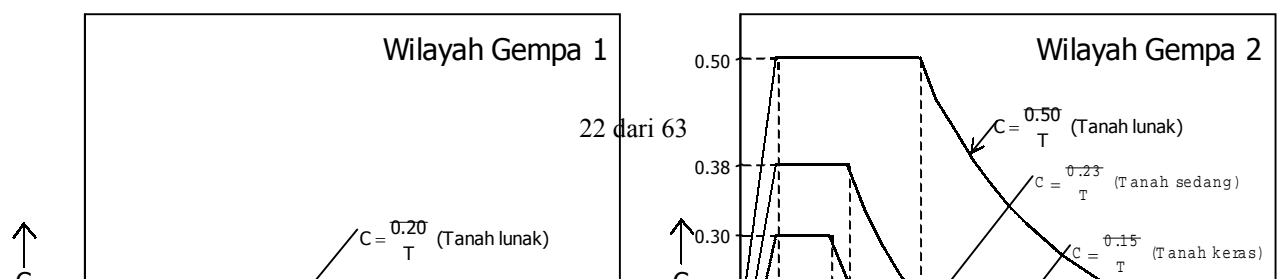
dengan

$$A_r = A_m T_c \quad (19)$$

Dalam Tabel 6, nilai-nilai A_m dan A_r dicantumkan untuk masing-masing Wilayah Gempa dan masing-masing jenis tanah.

Tabel 6 Spektrum respons gempa rencana

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5$ det.		Tanah Sedang $T_c = 0,6$ det.		Tanah Lunak $T_c = 1,0$ det.	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95



Gambar 2 Respons Spektrum Gempa Rencana

4.8 Pengaruh gempa vertikal

4.8.1 Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentang panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentang panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

4.8.2 Faktor Respons Gempa vertikal C_v yang disebut dalam Pasal 4.8.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$C_v = \psi A_0 I \quad (20)$$

di mana koefisien ψ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 7, dan A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1.

Tabel 7 Koefisien ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v

Wilayah gempa	ψ
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,6
5	0,7
6	0,8

5 Perencanaan umum struktur gedung

5.1 Struktur atas dan struktur bawah

5.1.1 Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah, sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur besmen - kalau ada – dan/atau struktur fondasinya. Seluruh struktur bawah harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.1.2 Apabila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, struktur atas dan struktur bawah dari suatu struktur gedung dapat dianalisis terhadap pengaruh Gempa Rencana secara terpisah, di mana struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Selanjutnya struktur bawah dapat dianggap sebagai struktur tersendiri yang berada di dalam tanah yang dibebani oleh kombinasi beban-beban gempa yang berasal dari struktur atas, beban gempa yang berasal dari gaya inersia sendiri dan beban gempa yang berasal dari tanah sekelilingnya.

5.1.3 Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak fondasi langsung, bidang telapak fondasi rakit dan bidang atas kepala (pur) fondasi tiang.

5.1.4 Apabila penjepitan tidak sempurna dari struktur atas gedung pada struktur bawah diperhitungkan, maka struktur atas gedung tersebut harus diperhitungkan terhadap pengaruh deformasi lateral maupun rotasional dari struktur bawahnya.

5.1.5 Dalam perencanaan struktur atas dan struktur bawah suatu gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Untuk itu, terhadap Pengaruh Gempa Rencana unsur-unsur struktur bawah harus tetap berperilaku elastik penuh, tak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur atasnya.

5.2 Struktur penahan beban gempa

5.2.1 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana.

5.2.2 Pengabaian pemikulan pengaruh Gempa Rencana oleh salah satu atau lebih kolom atau subsistem struktur gedung yang disebut dalam Pasal 5.2.1 hanya diperkenankan, bila partisipasi pemikulan pengaruh gempanya adalah kurang dari 10%. Dalam hal ini, unsur atau subsistem tersebut selain terhadap beban gravitasi, juga harus direncanakan terhadap simpangan sistem struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, yaitu terhadap simpangan sebesar $R/1,6$ kali simpangan akibat beban gempa nominal pada struktur gedung tersebut, di mana R adalah faktor reduksi gempa dari struktur gedung itu dan 1,6 adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$).

5.2.3 Dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari kombinasi dinding-dinding geser dan rangka-rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang dipikul oleh rangka-rangka terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

5.3 Lantai tingkat sebagai diafragma

5.3.1 Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung dapat dianggap sangat kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horisontal.

5.3.2 Lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung yang tidak kaku dalam bidangnya, karena mengandung lubang-lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat, akan mengalami deformasi dalam bidangnya akibat beban gempa horisontal, yang harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap pembagian beban gempa horisontal tersebut kepada seluruh sistem struktur tingkat yang ada.

5.4 Eksentrisitas pusat massa terhadap pusat rotasi lantai tingkat

5.4.1 Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik

ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

5.4.2 Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

5.4.3 Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad (21)$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b \quad (22)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau;

- untuk $e > 0,3 b$:

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \quad (23)$$

atau

$$e_d = 1,17 e - 0,1 b \quad (24)$$

dan dipilih di antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

5.4.4 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut Pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.5 Kekakuan struktur

5.5.1 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang sebagai berikut :

- untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka : 75%
- untuk dinding geser beton bertulang kantilever : 60%
- untuk dinding geser beton bertulang berangkai
 - * komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50%
 - * komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang : 20%

5.5.2 Modulus elastisitas beton E_c harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar $E_s = 200$ GPa.

5.5.3 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (25)$$

di mana koefisien ζ ditetapkan menurut Tabel 8.

Tabel 8 Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

5.7 Pengaruh P-Delta

Struktur gedung yang tingginya diukur dari taraf penjepitan lateral adalah lebih dari 10 tingkat atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap Pengaruh P-Delta, yaitu suatu gejala yang terjadi pada struktur gedung yang fleksibel, di mana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.

5.8 Arah pembebanan gempa

5.8.1 Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

5.8.2 Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut Pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

6 Perencanaan struktur gedung beraturan

6.1 Beban gempa nominal statik ekuivalen

6.1.1 Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen, yang ditetapkan lebih lanjut dalam pasal-pasal berikut.

6.1.2 Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 1 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T_1 , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (26)$$

di mana C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental T_1 , sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

6.1.3 Beban geser dasar nominal V menurut Pasal 6.1.2 harus dibagiakan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (27)$$

di mana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai, z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, sedangkan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

6.1.4 Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0,1 V$ harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan $0,9 V$ sisanya harus dibagiakan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut Pasal 6.1.3.

6.1.5 Pada tangki di atas menara, beban gempa nominal statik ekuivalen sebesar V harus dianggap bekerja pada titik berat massa seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

6.2 Waktu getar alami fundamental

6.2.1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (28)$$

di mana W_i dan F_i mempunyai arti yang sama seperti yang disebut dalam Pasal 6.1.3, d_i adalah simpangan horisontal lantai tingkat ke- i dinyatakan dalam mm dan 'g' adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det².

6.2.2 Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur gedung untuk penentuan Faktor Respons Gempa C_1 menurut Pasal 6.1.2 ditentukan dengan rumus-rumus empirik atau didapat dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung menurut Pasal 6.2.1.

6.3 Analisis statik ekuivalen

Mengingat pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat, maka pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metoda analisis statik 3 dimensi biasa yang dalam hal ini disebut analisis statik ekuivalen 3 dimensi.

7 Perencanaan struktur gedung tidak beraturan

7.1 Ketentuan untuk analisis respons dinamik

7.1.1 Untuk struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2.1, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

7.1.2 Daktilitas struktur gedung tidak beraturan harus ditentukan yang representatif mewakili daktilitas struktur 3D. Tingkat daktilitas tersebut dapat dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R representatif, yang nilainya dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dari faktor reduksi gempa untuk 2 arah sumbu koordinat ortogonal dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh struktur gedung dalam masing-masing arah tersebut sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :

$$R = \frac{V_x^0 + V_y^0}{V_x^0/R_x + V_y^0/R_y} \quad (29)$$

di mana R_x dan V_x^0 adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x, sedangkan R_y dan V_y^0 adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y. Metoda ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa untuk 2 arah pembebanan gempa tersebut tidak lebih dari 1,5.

7.1.3 Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa

nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1 \quad (30)$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (31)$$

dengan C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami pertama T_1 , I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

7.2 Analisis ragam spektrum respons

7.2.1 Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R , di mana I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

7.2.2 Penjumlahan respons ragam yang disebut dalam Pasal 7.2.1 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadrat Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS).

7.2.3 Untuk memenuhi persyaratan menurut Pasal 7.1.3, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala :

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (32)$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

7.2.4 Bila diinginkan, dari diagram atau kurva gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang telah disesuaikan nilainya menurut Pasal 7.2.3 dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut), yang bila perlu diagram atau kurvanya dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang lebih baik sepanjang tinggi struktur gedung. Beban-beban gempa nominal statik ekuivalen ini kemudian dapat dipakai dalam suatu analisis statik ekuivalen 3 dimensi biasa.

7.3 Analisis respons dinamik riwayat waktu

7.3.1 Bila diinginkan, perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang diangkakan sebagai gerakan tanah masukan.

7.3.2 Untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik linier riwayat waktu terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya A menjadi :

$$A = \frac{A_0 I}{R} \quad (33)$$

di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1. Selanjutnya harus dipenuhi juga persyaratan menurut Pasal 7.1.3 dan untuk itu Faktor Skala yang dipakai adalah sama seperti yang ditentukan dalam Pasal 7.2.3, hanya V_t di sini merupakan gaya geser dasar maksimum yang terjadi di tingkat dasar yang didapat dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu yang telah dilakukan. Dalam analisis ini redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritis.

7.3.3 Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, harus dilakukan analisis respons dinamik non-linier riwayat waktu, di mana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan, sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan $A_0 I$, di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5 dan I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1.

7.3.4 Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

7.3.5 Berhubung gerakan tanah akibat gempa pada suatu lokasi tidak mungkin dapat diperkirakan dengan tepat, maka sebagai gempa masukan dapat juga dipakai gerakan tanah yang disimulasikan. Parameter-parameter yang menentukan gerakan tanah yang disimulasikan ini antara lain terdiri dari waktu getar dominan tanah, konfigurasi

spektrum respons, jangka waktu gerakan dan intensitas gempanya.

8 Kinerja Struktur Gedung

8.1 Kinerja Batas Layan

8.1.1 Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala.

8.1.2 Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal

8.1.1 tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

8.2 Kinerja batas ultimit

8.2.1 Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

- untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7 R \quad (34)$$

- untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}} \quad (35)$$

di mana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditetapkan dalam Pasal 7.2.3.

8.2.2 Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.2.1 tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

8.2.3 Jarak pemisah antar-gedung harus ditentukan paling sedikit sama dengan jumlah simpangan maksimum masing-masing struktur gedung pada taraf itu yang dihitung dengan cara yang disebut dalam Pasal 8.2.1. Dalam segala hal masing-masing jarak tersebut tidak boleh kurang dari 0,025 kali ketinggian taraf itu diukur dari taraf penjepitan lateral.

8.2.4 Dua bagian struktur gedung yang tidak direncanakan untuk bekerja sama sebagai satu kesatuan dalam mengatasi pengaruh Gempa Rencana, harus dipisahkan yang satu terhadap yang lainnya dengan suatu sela pemisah (sela delatasi) yang lebarnya paling sedikit harus sama dengan jumlah simpangan masing-masing bagian struktur gedung pada

taraf itu yang dihitung dengan cara yang disebut dalam Pasal 8.2.1. Dalam segala hal lebar sela pemisah tidak boleh ditetapkan kurang dari 75 mm.

8.2.5 Sela pemisah yang disebut dalam Pasal 8.2.4 harus direncanakan detailnya dan dilaksanakan sedemikian rupa, sehingga senantiasa bebas dari kotoran atau benda-benda penghalang. Lebar sela pemisah juga harus memenuhi semua toleransi pelaksanaan.

9 Pengaruh gempa pada struktur bawah

9.1 Pembebanan gempa dari struktur atas

9.1.1 Berhubung sesuai Pasal 5.1.5 akibat pengaruh Gempa Rencana struktur bawah tidak boleh gagal lebih dulu dari struktur atas, maka struktur bawah harus dapat memikul pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana V_m yang dapat diserap oleh struktur atas dalam kondisi di ambang keruntuhan menurut persamaan :

$$V_m = f_2 V_y \quad (36)$$

di mana V_y adalah pembebanan gempa akibat pengaruh Gempa Rencana yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung dan f_2 adalah faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan. Faktor kuat lebih struktur f_2 nilainya bergantung pada nilai faktor daktilitas struktur gedung μ yang bersangkutan dan ditetapkan menurut persamaan :

$$f_2 = 0,83 + 0,17 \mu \quad (37)$$

Maka dengan memperhatikan Pasal 4.3.3, pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana V_m dapat dihitung dari pembebanan gempa nominal V_n menurut persamaan :

$$V_m = f V_n \quad (38)$$

di mana f disebut faktor kuat lebih total yang terdapat di dalam struktur gedung, yang ditetapkan menurut persamaan :

$$f = f_1 f_2 \quad (39)$$

dengan $f_1 = 1,6$ sebagai faktor kuat lebih beban dan bahan. Dalam Tabel 9 dicantumkan nilai f_2 dan f untuk berbagai nilai μ , berikut faktor reduksi gempa R yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 9 Faktor kuat lebih struktur f_2 dan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung

Taraf kinerja struktur	μ	R pers.(6)	f_2 pers.(37)	f pers.(39)
Elastik penuh	1,0	1,6	1,00	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4	1,09	1,7
	2,0	3,2	1,17	1,9
	2,5	4,0	1,26	2,0
	3,0	4,8	1,35	2,2
	3,5	5,6	1,44	2,3
	4,0	6,4	1,51	2,4
	4,5	7,2	1,61	2,6
	5,0	8,0	1,70	2,7
Daktail penuh	5,3	8,5	1,75	2,8

9.1.2 Dengan beban gempa nominal statik ekuivalen F_i pada suatu struktur gedung menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i dan pada ketinggian z_i diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3, maka pembebanan momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh sesuai dengan Pasal 9.1.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$M_{gm} = f \sum_{i=1}^n F_i z_i = f_2 \sum_{i=1}^n F_i z_i \quad (40)$$

Dalam pers.(40) R adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$) dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas. Momen guling nominal maksimum ini bekerja pada struktur bawah bersamaan dengan beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang bersangkutan.

9.1.3 Berhubung pada struktur atas gedung yang akibat pengaruh Gempa Rencana berada dalam kondisi di ambang keruntuhan terdapat kemungkinan terjadinya sendi plastis pada kaki semua kolom dan pada kaki semua dinding geser, maka momen guling yang dikerjakan oleh momen leleh akhir dari semua sendi plastis tersebut, harus ditinjau sebagai kemungkinan pembebanan momen guling dari struktur atas pada struktur bawah. Dalam hal ini, apabila $M_{y,k}$ adalah momen leleh awal sendi plastis pada kaki kolom dan $M_{y,d}$ adalah momen leleh awal sendi plastis pada kaki dinding geser, masing-masing dihitung untuk gaya normal yang bersangkutan, di mana diagram interaksinya $N-M$ untuk menghitung momen leleh masing-masing dihitung berdasarkan dimensi penampang dan kekuatan bahan terpasang, maka pembebanan momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah harus dihitung dari persamaan :

$$M_{gm} = \frac{1}{1,6} \left(\sum_{\text{kolom}} M_{y,k} + \sum_{\text{dinding}} M_{y,d} \right) \quad (41)$$

Dalam pers.(41) 1,6 adalah faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 dan penjumlahan harus dilakukan meliputi seluruh kolom dan seluruh dinding geser yang ada dalam struktur atas gedung. Momen guling nominal maksimum menurut pers.(41) bekerja pada struktur bawah bersamaan dengan beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang

bersangkutan.

9.1.4 Momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh yang menentukan, adalah yang nilainya terkecil di antara yang dihitung menurut pers.(40) dan pers.(41). Tetapi dalam segala hal, nilai momen guling nominal maksimum tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari nilai momen guling nominal yang terjadi akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur atas gedung yang berperilaku elastik penuh, yang dapat ditulis menurut persamaan :

$$M_{gm} \leq \frac{R}{1,6} \sum_{i=1}^n F_i z_i \quad (42)$$

Dalam pers.(42) R adalah faktor reduksi gempa dari struktur atas yang bersangkutan dan 1,6 adalah faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh ($R = f_1$).

9.1.5 Berhubung struktur atas suatu gedung dalam keadaan sesungguhnya akibat pengaruh interaksi tanah-struktur tidak sepenuhnya terjepit pada taraf penjepitan lateral, maka bila diinginkan pengaruh penjepitan tidak sempurna ini boleh diperhitungkan dengan cara yang rasional, yang bergantung pada jenis tanah dan keberadaan besmen.

9.2 Pembebanan gempa dari gaya inersia

9.2.1 Berhubung dalam keadaan sesungguhnya akibat pengaruh interaksi tanah-struktur oleh pengaruh Gempa Rencana antara struktur bawah dan tanah sekelilingnya terdapat interaksi kinematik dan inersial, maka massa lantai-lantai besmen mengalami percepatan, sehingga mengalami gaya inersia sendiri yang bekerja sebagai beban gempa horisontal pada taraf lantai besmen tersebut, yang harus diperhitungkan membebani struktur besmen secara keseluruhan.

9.2.2 Apabila tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, maka sehubungan dengan Pasal 9.2.1 beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri F_b yang menangkap pada pusat massa lantai besmen dari struktur bawah yang berperilaku elastik penuh dapat dihitung dari persamaan :

$$F_b = 0,10 A_0 I W_b \quad (43)$$

di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana menurut Tabel 5, I adalah Faktor Keutamaan gedung yang bersangkutan menurut Tabel 1 dan W_b adalah berat lantai besmen, termasuk beban hidup yang sesuai.

9.3 Pembebanan gempa dari tanah sekelilingnya

9.3.1 Apabila tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, dinding besmen dan komponen lain struktur bawah harus diperhitungkan terhadap tekanan tanah dari tanah depan akibat pengaruh Gempa Rencana, yang nilainya dapat dianggap mencapai nilai maksimum sebesar nilai tekanan leleh tanah sepanjang kedalaman besmen. Tekanan leleh tanah tersebut yang bekerja pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh harus dijadikan tekanan tanah nominal dengan membaginya dengan faktor reduksi gempa $R = f_1 = 1,6$ untuk struktur elastik penuh.

9.3.2 Dalam perhitungan struktur bawah suatu gedung sebagai struktur 3 dimensi, harus ditinjau keberadaan tanah belakang dengan memodelkannya sebagai pegas-pegas tekan

dan bila diinginkan keberadaan tanah samping dan tanah bawah (fondasi) dapat ditinjau dengan memodelkannya sebagai pegas-pegas geser. Sifat-sifat pegas tekan dan pegas geser harus dijabarkan secara rasional dari data tanah dan fondasi yang bersangkutan.

10 Pengaruh gempa pada unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik

10.1 Ruang lingkup pengamanan

10.1.1 Unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik harus diamankan terhadap pengaruh Gempa Rencana, karena unsur-unsur tersebut dapat menimbulkan bahaya pada manusia jika mengalami kegagalan, sedangkan instalasi mesin dan listrik harus tetap dapat berfungsi selama dan setelah gempa berlangsung.

10.1.2 Benda-benda yang disimpan dalam museum dan barang-barang sejenis yang mempunyai nilai sejarah atau nilai budaya yang tinggi, yang tidak merupakan unsur-unsur struktur, harus ditambat dan diamankan terhadap pengaruh Gempa Rencana. Untuk detail dari penambatan ini harus dimintakan nasehatnya dari ahli yang khusus.

10.2 Tambatan

10.2.1 Setiap unsur sekunder, unsur arsitektur seperti ornamen, panel beton pracetak dan penutup luar gedung, serta instalasi mesin dan listrik, harus ditambat erat kepada struktur gedungnya agar tahan terhadap pengaruh Gempa Rencana. Tahanan gesek akibat pengaruh gravitasi tidak boleh diperhitungkan dalam merencanakan ketahanan geser suatu unsur atau instalasi terhadap gaya gempa horisontal.

10.2.2 Alat-alat penambat, termasuk baut-baut jangkar, harus tahan karat, mempunyai daktilitas serta dayaambat yang cukup. Dalam hal panel-panel beton pracetak, jangkar-jangkarnya harus dilas atau dikaitkan kepada penulangan panel.

10.3 Hubungan Antar-Unsur

10.3.1 Pengaruh satu unsur terhadap unsur lainnya yang saling berhubungan harus diperhitungkan. Kegagalan satu unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik yang direncanakan terhadap pengaruh suatu beban gempa tertentu, tidak boleh menyebabkan kegagalan pada unsur lain yang berhubungan dan yang direncanakan terhadap pengaruh beban gempa yang lebih tinggi.

10.3.2 Interaksi di antara unsur sekunder, unsur arsitektur serta instalasi mesin dan listrik harus dicegah dengan mengadakan jarak pemisah menurut Pasal 8.2.4.

10.4 Pemutusan otomatis operasi mesin dan alat

Jika pelanjutan operasi suatu mesin atau alat selama gerakan gempa berlangsung dapat mengakibatkan bahaya yang berarti, maka harus diadakan suatu sistem yang memutuskan secara otomatis operasi suatu mesin atau alat, jika suatu percepatan muka tanah tertentu yang ditetapkan mulai bekerja.

10.5 Pengaruh Gempa Rencana

10.5.1 Setiap unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik harus direncanakan terhadap suatu beban gempa nominal statik ekuivalen F_p , yang bekerja dalam arah yang paling berbahaya dan yang besarnya ditentukan menurut persamaan :

$$F_p = \frac{C_1}{R} K_p P W_p \quad (44)$$

di mana C_1 adalah Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung yang memikul unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik tersebut, yang beratnya masing-masing adalah W_p , sedangkan R adalah faktor reduksi gempa struktur pemikul tersebut dan K_p dan P adalah berturut-turut koefisien pembesaran respons dan faktor kinerja unsur yang ditentukan dalam ayat-ayat berikut.

10.5.2 Koefisien pembesaran respons mencerminkan pembesaran respons unsur atau instalasi terhadap respons struktur gedung yang memikulnya, yang bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya pada struktur gedung. Apabila tidak dihitung dengan cara yang lebih rasional, koefisien pembesaran respons K_p dapat dihitung menurut persamaan :

$$K_p = 1 + \frac{z_p}{z_n} \quad (45)$$

di mana z_p adalah ketinggian tempat kedudukan unsur atau instalasi dan z_n adalah ketinggian lantai puncak gedung, keduanya diukur dari taraf penjepitan lateral menurut Pasal 5.1.2 dan Pasal 5.1.3.

10.5.3 Faktor kinerja unsur P mencerminkan tingkat keutamaan unsur atau instalasi tersebut dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung. Jika tidak ditentukan dengan cara yang lebih rasional, faktor kinerja unsur P ditetapkan dalam Tabel 10 dan Tabel 11.

10.5.4 Waktu getar alami unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik yang nilainya berdekatan dengan waktu getar alami struktur gedung yang memikulnya harus dihindari, sebab dapat menimbulkan gejala resonansi yang berbahaya. Apabila rasio waktu getar alami antara ke duanya adalah antara 0,6 dan 1,4, maka nilai faktor kinerja unsur P harus dikalikan 2, kecuali jika dilakukan suatu analisis khusus.

Tabel 10 Faktor kinerja unsur untuk unsur sekunder dan unsur arsitektur

Unsur sekunder dan unsur arsitektur	Faktor kinerja unsur P
1. Dinding dan sekat pemisah	
- Dinding yang berbatasan dengan jalan keluar atau tempat umum atau yang disyaratkan memiliki ketahanan tertentu terhadap kebakaran :	4 4

- Dinding kantilever dan sandaran (parapet) :	2,5
- Dinding dan sekat pemisah ruangan :	
2. Ornamen, panel beton pracetak dan penutup luar gedung, berikut alat penambatnya :	8
3. Sistem langit-langit yang digantung pada struktur gedung dengan lempengan penutup yang beratnya melampaui 20 N per buah :	3
- di atas ruang penting (ruang bedah di rumah sakit), jalan keluar dan tempat umum atau yang disyaratkan memiliki ketahanan tertentu terhadap kebakaran :	2
- di atas ruang kerja dan penghunian biasa :	
4. Perlengkapan ruang pada jalan keluar atau yang dapat membahayakan jika mengalami pengaruh gempa :	
5. Tangki air bersih dan cerobong yang menyatu dengan gedung dengan berat tidak lebih dari 10% dari berat gedung :	2,5
6. Struktur rumah atap atau ruang mesin pada puncak gedung :	2,5

Tabel 11 Faktor kinerja unsur untuk instalasi mesin dan listrik

Instalasi mesin dan listrik	Faktor kinerja unsur P
1. Tangki tekanan tinggi, ketel uap, tungku, pembakar, pemanas air atau alat-alat lain yang memakai sumber energi pembakaran dengan suhu tinggi :	6
2. Tangki cairan atau gas di atas menara untuk :	
- cairan dan gas beracun, alkohol, asam, alkali, logam pijar atau bahan-bahan lain yang berbahaya	6
- sistem penyemprot air kebakaran	6
3. Pengatur roda gigi (switchgear), transformator, gardu listrik, alat kontrol motor listrik.	6
4. Gantungan dan tambatan lampu :	
- tambatan erat	2,5
- tambatan ayunan (bandul)	3,5
5. Sistem pipa distribusi berikut isinya :	
- yang ditambat erat untuk cairan beracun dan berbahaya	6
- yang ditambat erat untuk air bersih	3
- yang ditambat fleksibel untuk cairan beracun dan berbahaya	8
- yang ditambat fleksibel untuk air bersih	5
6. Rak-rak untuk menyimpan batere dan barang-barang berbahaya	4
7. Mesin lift, rel pengarah	3
8. Peralatan siap jalan pada keadaan darurat, yang harus segera berfungsi setelah gempa terjadi :	6

Lampiran A

P E N J E L A S A N

A.1 Ruang Lingkup

A.1.1 Dengan berlakunya Standar ini, pasal ini menekankan tidak berlakunya lagi standar yang lama SNI 03-1726-1989. Hal ini adalah penting, karena menurut Standar ini

Gempa Rencana mempunyai perioda ulang 500 tahun, sedangkan menurut standar yang lama perioda ulang tersebut hanya 200 tahun. Seperti diketahui, makin panjang perioda ulang suatu gempa, makin besar juga pengaruh gempa tersebut pada struktur bangunan. Di samping itu, di dalam Standar ini diberikan definisi baru mengenai jenis tanah yang berbeda dengan menurut standar yang lama. Dengan demikian, jelas standar yang lama tidak dapat dipakai lagi. Namun demikian, struktur gedung yang sudah ada yang ketahanan gempanya telah direncanakan berdasarkan standar lama, ketahanan tersebut pada umumnya masih memadai. Untuk itu dapat dikemukakan beberapa alasan. Pertama, faktor reduksi gempa R menurut standar lama adalah relatif lebih kecil dari pada menurut Standar ini. Misalnya untuk struktur daktail penuh menurut standar lama $R = 6$, sedangkan menurut Standar ini $R = 8,5$, sehingga beban gempa yang harus diperhitungkan menurut standar lama dan Standar ini saling mendekati. Kedua, dengan definisi jenis tanah yang baru, banyak jenis tanah yang menurut standar lama termasuk jenis Tanah Lunak, menurut Standar ini termasuk jenis Tanah Sedang, sehingga beban gempa yang perlu diperhitungkan lebih saling mendekati lagi. Ketiga, gedung yang sudah ada telah menjalani sebagian dari umurnya, sehingga dengan risiko yang sama terjadinya keruntuhan struktur gedung dalam sisa umurnya, beban gempa yang harus diperhitungkan menjadi relatif lebih rendah dari pada menurut Standar ini untuk gedung baru.

A.1.2 Pasal ini menyatakan, bahwa Standar ini tidak berlaku untuk bangunan-bangunan yang disebut dalam pasal tersebut. Walaupun demikian, prinsip-prinsip pokok yang ditetapkan dalam Standar ini berlaku juga untuk bangunan-bangunan tersebut, asal disesuaikan tingkat daktilitasnya serta perilaku spesifik lainnya. Yang jelas, definisi jenis tanah, peta wilayah gempa Indonesia dan spektrum respons berlaku umum.

A.1.3 Pasal ini secara singkat mengungkapkan falsafah perencanaan ketahanan gempa dari suatu struktur gedung, yaitu bahwa akibat gempa yang kuat struktur mengalami kerusakan berat, tetapi karena tidak runtuh dapat mencegah jatuhnya korban manusia, sedangkan akibat gempa ringan sampai sedang kenyamanan penghunian tetap terjamin, kerusakan yang terjadi masih dapat diperbaiki dan pelayanan vital fungsi gedung tetap dapat berjalan.

A.3 Istilah dan notasi

A.3.1 Istilah

Dalam pasal ini ditetapkan pengertian berbagai jenis analisis yang dihadapi dalam perencanaan ketahanan gempa struktur gedung, sehingga tidak ada interpretasi lain mengenai analisis tersebut dari pada yang ditetapkan dalam pasal ini. Selanjutnya, dalam pasal ini ditetapkan pengertian beban nominal, khususnya beban gempa nominal dalam kaitannya dengan penggunaan cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor dalam perencanaan kekuatan unsur struktur gedung. Dalam literatur Eropa, beban nominal disebut beban karakteristik. Kemudian, di dalam pasal ini ditetapkan juga pengertian daktilitas struktur yang sangat penting untuk difahami, mengingat nilai faktor daktilitas struktur yang menentukan besarnya beban gempa yang bekerja pada struktur tersebut untuk perencanaan, dapat dipilih sendiri oleh perencana atau pemilik gedung. Akhirnya, dalam pasal ini ditetapkan pengertian dinding geser beton bertulang untuk mengingatkan para perencana, bahwa dinding geser beton bertulang dapat dibuat lebih daktail dengan merangkaikannya dengan dinding geser lainnya melalui balok-balok perangkai beton bertulang sebagai sarana untuk terjadinya plastifikasi.

A.3.2 Notasi

Dalam pasal ini semua notasi penting yang dipakai dalam Standar ini dijelaskan, sehingga melalui pasal ini para pemakai Standar ini dengan mudah dapat menemukan arti dari sesuatu notasi, tanpa harus mencari pasal yang pertama kali mencantumkan notasi tersebut.

A.4 Ketentuan umum

A.4.1 Gempa rencana dan kategori gedung

A.4.1.1 Pasal ini memberikan definisi dari Gempa Rencana, yaitu yang berkaitan dengan gedung-gedung yang memiliki fungsi biasa, tanpa sesuatu keistimewaan, kekhususan atau keutamaan dalam fungsinya, yang memiliki jumlah tingkat antara 10 dan 30, di mana umurnya dianggap 50 tahun. Dengan probabilitas terjadinya 10% dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun itu, menurut teori probabilitas Gempa Rencana ini mempunyai perioda ulang 500 tahun. Gempa Rencana ini menyebabkan struktur gedung mencapai kondisi di ambang keruntuhan, tetapi masih dapat berdiri sehingga dapat mencegah jatuhnya korban manusia. Hal ini mencerminkan butir pertama dari falsafah perencanaan struktur gedung menurut Pasal 1. Untuk gedung dari kategori ini berlaku $I_1 = 1,0$ dan $I_2 = 1,0$ (lihat Tabel 1).

A.4.1.2 Pasal ini menyesuaikan perioda ulang gempa yang menyebabkan struktur gedung mencapai kondisi di ambang keruntuhan dengan kategori gedung. Karena gedung-gedung bertingkat, monumen dan bangunan monumental sama-sama memiliki fungsi biasa, tanpa sesuatu keistimewaan, kekhususan atau keutamaan dalam fungsinya, maka probabilitas terjadinya gempa tersebut selama kurun waktu umur gedung ditetapkan sama sebesar 10%, sehingga berlaku $I_1 = 1,0$. Tetapi umur gedung-gedung tersebut berbeda-beda. Gedung-gedung dengan jumlah tingkat sampai 10, karena berbagai alasan dan tujuan pada umumnya mempunyai umur kurang dari 50 tahun, sehingga $I_2 < 1$ karena perioda ulang gempa tersebut adalah kurang dari 500 tahun. Gedung-gedung dengan jumlah tingkat lebih dari 30, monumen dan bangunan monumental, mempunyai masa layan yang panjang, bahkan harus dilestarikan untuk generasi yang akan datang, sehingga $I_2 > 1$ karena perioda ulang gempa tersebut adalah lebih dari 500 tahun. Gedung-gedung penting pasca gempa (rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat dan fasilitas radio dan televisi), gedung-gedung yang membahayakan lingkungan bila rusak berat akibat gempa (tempat penyimpanan bahan berbahaya) atau membahayakan bangunan di dekatnya bila runtuh akibat gempa (cerobong, tangki di atas menara), mempunyai umur manfaat tidak berbeda dengan gedung-gedung dengan fungsi biasa, yaitu sekitar 50 tahun, sehingga berlaku $I_2 = 1,0$. Tetapi probabilitas terjadinya gempa tersebut selama kurun waktu umur gedung harus dibedakan dan semuanya harus kurang dari 10%, sehingga $I_1 > 1$ karena perioda ulang gempa tersebut adalah lebih dari 500 tahun. Kombinasi I_1 dan I_2 untuk beberapa kategori gedung ditetapkan dalam Tabel 1, berikut perkaliannya I .

A.4.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

A.4.2.1 Struktur gedung dapat digolongkan ke dalam struktur gedung beraturan, bila memenuhi ketentuan-ketentuan yang diberikan dalam pasal ini. Struktur gedung beraturan ini pada umumnya simetris dalam denah dengan sistem struktur yang terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah tersebut. Apabila untuk analisis 3D sumbu-

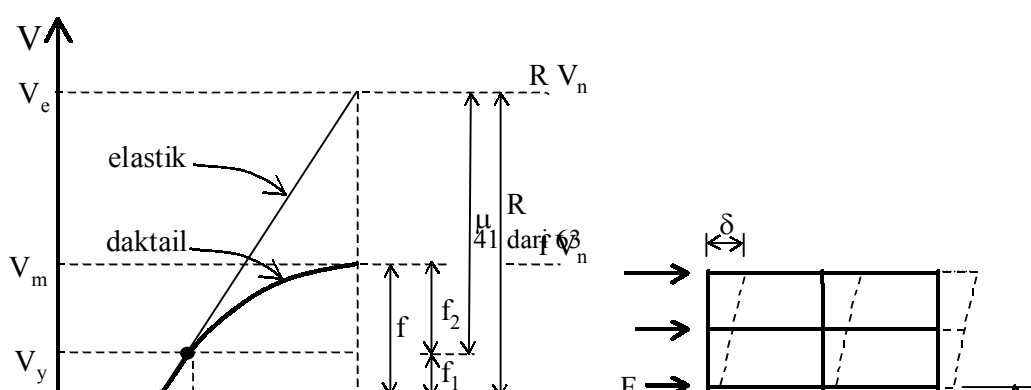
sumbu koordinat diambil sejajar dengan arah sumbu-sumbu utama denah struktur, kemudian dilakukan analisis vibrasi bebas, maka pada struktur gedung beraturan gerak ragam pertama akan dominan dalam translasi dalam arah salah satu sumbu utamanya, sedangkan gerak ragam kedua akan dominan dalam translasi dalam arah sumbu utama lainnya. Dengan demikian, struktur 3D gedung beraturan praktis berperilaku sebagai struktur 2D dalam masing-masing arah sumbu utamanya. Akan dijelaskan nanti (lihat A.6.1.1), bahwa pengaruh gempa pada struktur gedung beraturan dengan menerapkan metoda Analisis Ragam dapat dianggap seolah-olah berupa beban gempa statik ekuivalen yang dihitung sebagai respons dinamik ragam fundamentalnya saja.

A.4.2.2 Apabila suatu struktur gedung tidak memenuhi ketentuan-ketentuan yang ditetapkan dalam Pasal 4.2.1, maka kita menghadapi struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan pengaruh gempa terhadapnya harus dianalisis secara dinamik. Dengan menerapkan metoda Analisis Ragam, respons terhadap gempa dinamik merupakan superposisi dari respons dinamik sejumlah ragamnya yang berpartisipasi.

A.4.3 Daktilitas Struktur Gedung Dan Pembebanan Gempa Nominal

A.4.3.1 Dari pasal ini terlihat, bahwa pada struktur yang elastik penuh, kondisi struktur di ambang keruntuhan tercapai bersamaan dengan pelelehan pertama di dalam struktur ($\delta_m = \delta_y$). Selanjutnya pasal ini menentukan, bahwa tidak semua jenis sistem struktur gedung mampu berperilaku daktil penuh dengan mencapai $\mu = 5,3$. Faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dicapai oleh berbagai jenis sistem struktur ditetapkan dalam Tabel 3. Untuk perencanaan suatu struktur gedung nilai μ dapat dipilih sendiri oleh perencana atau pemilik gedung, asal memenuhi $1,0 \leq \mu \leq \mu_m$. Untuk selanjutnya lihat A.4.3.4.

A.4.3.2 Asumsi yang dianut dalam pasal ini, yaitu bahwa struktur gedung daktil dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum δ_m yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan (*constant maximum displacement rule*), sudah biasa dianut dalam standar-standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, agar terdapat hubungan yang sederhana antara V_y dan V_e melalui μ . Asumsi ini adalah konservatif, karena dalam keadaan sesungguhnya struktur gedung yang daktil memiliki δ_m yang relatif lebih besar dari pada struktur gedung yang elastik, sehingga memiliki μ yang relatif lebih besar dari pada yang diasumsikan. Asumsi yang dianut divisualisasikan dalam diagram beban-simpangan (diagram V- δ) yang ditunjukkan dalam Gambar P.1.



A.4.3.3 Dalam pasal ini ditetapkan pembebanan gempa nominal V_n akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung. Nilai V_n tentu adalah lebih rendah dari nilai V_y , sedemikian rupa sehingga rasio V_y/V_n merepresentasikan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung. Faktor kuat lebih ini terbentuk oleh kekuatan terpasang dari unsur-unsur struktur yang direncanakan melalui cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor. Secara teoretis nilai minimum f_1 itu adalah perkalian faktor beban dan faktor bahan yang dipakai dalam Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor, yaitu $f_1 = 1,05 \times 1,15 = 1,2$. Dalam hal ini, faktor bahan adalah kebalikan dari faktor reduksi kapasitas ($= 1/\phi$). Dalam kenyataannya selalu terjadi kekuatan unsur-unsur struktur yang berlebihan, karena jumlah tulangan atau profil terpasang yang lebih besar dari pada yang diperlukan, sehingga pada umumnya $f_1 > 1,2$. Untuk struktur gedung secara umum, menurut berbagai penelitian nilai f_1 yang representatif ternyata adalah sekitar $f_1 = 1,6$. Adapun faktor reduksi gempa R nilainya tentu berubah-ubah mengikuti perubahan nilai μ sesuai dengan pers.(6). Di dalam Tabel 2 dicantumkan nilai-nilai R untuk berbagai nilai μ . Secara visual hubungan antara V_e , V_m , V_y , V_n , μ dan R ditunjukkan dalam Gambar P.1.

Pers.(4) adalah persamaan dasar untuk menentukan pembebanan gempa nominal pada struktur gedung. Bila V_y diketahui, misalnya dihitung dari kapasitas penampang unsur-unsur terpasang atau dari hasil analisis beban dorong statik dari struktur secara keseluruhan, maka $V_n = V_y/f_1$. Bila V_e diketahui, misalnya dari perhitungan analitik melalui analisis respons dinamik spektrum respons, maka $V_n = V_e/R$. Untuk yang terakhir ini tentu μ harus diketahui terlebih dahulu (lihat A.4.3.6).

A.4.3.4 Dalam pasal ini ditetapkan Tabel 3 yang memuat nilai-nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh sejumlah jenis sistem atau subsistem struktur gedung dari hasil berbagai penelitian, berikut nilai R_m yang bersangkutan. Untuk setiap sistem atau subsistem yang tercantum dalam Tabel 3 tentu dapat dipilih nilai μ yang lebih rendah dari nilai μ_m -nya. Semakin rendah nilai μ yang dipilih semakin tinggi beban gempa yang akan diserap oleh struktur gedung tersebut, tetapi semakin sederhana (ringan) pendetailan yang diperlukan dalam hubungan-hubungan antar-unsur dari struktur tersebut.

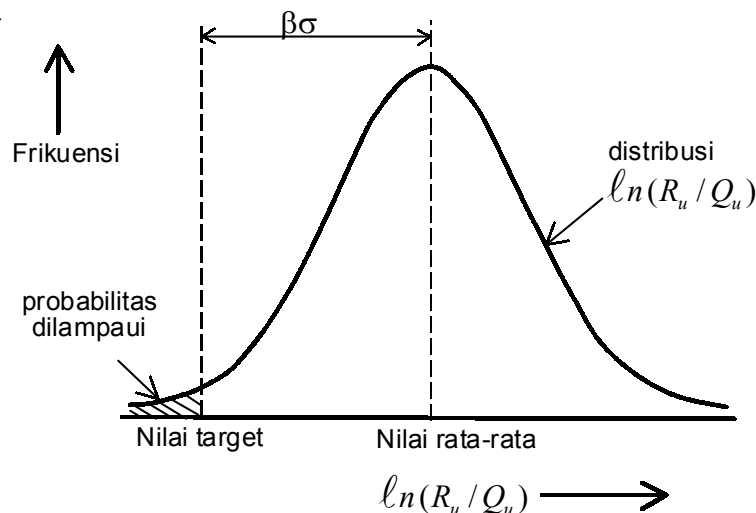
A.4.3.5 Pasal ini memberi kesempatan kepada perencana untuk merakit jenis sistem struktur secara keseluruhan dari jenis-jenis subsistem tertentu yang diketahui nilai R -nya. Nilai R struktur secara keseluruhan yang representatif kemudian dihitung dari pers.(7), yang menunjukkan nilai rata-rata berbobot dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh

masing-masing jenis subsistem sebagai besaran pembobotnya. Untuk itu diperlukan suatu analisis pendahuluan dari struktur gedung itu berdasarkan beban gempa sembarang (R sembarang) untuk mendapatkan rasio dari gaya geser dasar yang dipikul oleh masing-masing subsistem.

A.4.3.6 Untuk jenis-jenis sistem struktur yang tidak umum, pada umumnya belum diketahui nilai μ -nya, sehingga harus ditentukan terlebih dahulu dengan cara-cara rasional, misalnya melalui analisis beban dorong statik. Dari analisis ini dapat diketahui δ_y dan δ_m , sehingga μ dapat dihitung. Di samping itu dari analisis tersebut V_y juga diketahui, sehingga V_n dapat dihitung dengan membaginya dengan f_1 .

A.4.4 Perencanaan beban dan kuat terfaktor

A.4.4.1 Dalam pasal ini Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor dirumuskan secara umum dengan falsafah sebagai berikut. Suatu struktur atau unsur struktur dari suatu gedung adalah aman, apabila $R_u - Q_u \geq 0$ atau $R_u/Q_u \geq 1$ atau $\ln(R_u/Q_u) \geq 0$. Distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$ menunjukkan suatu kurva yang berbentuk lonceng yang mempunyai suatu deviasi standar σ seperti ditunjukkan dalam Gambar P.2. Dengan memperkenalkan suatu *indeks kepercayaan* β , suatu nilai besaran $\ln(R_u/Q_u)$ yang ditargetkan memiliki suatu probabilitas tertentu untuk dilampaui, dapat dinyatakan sebagai nilai rata-rata besaran $\ln(R_u/Q_u)$ tersebut dikurangi perkalian $\beta \sigma$ seperti ditunjukkan dalam Gambar P.2. Telah disepakati secara umum, bahwa faktor reduksi kapasitas ϕ dan faktor beban γ harus menunjukkan suatu kombinasi nilai sedemikian rupa, sehingga target nilai besaran $\ln(R_u/Q_u)$ tercapai dengan indeks kepercayaan sekecil-kecilnya $\beta = 3$ untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati dan beban hidup dan sedikit-dikitnya $\beta = 2$ untuk kombinasi pembebanan oleh beban mati, beban hidup dan beban gempa. Atas dasar ketentuan inilah berbagai standar perencanaan menetapkan kombinasi nilai-nilai ϕ dan γ yang dapat berbeda dari satu standar ke standar yang lain, tetapi memenuhi ketentuan target nilai yang disebut di atas.



Gambar P.2 Distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$ yang berbentuk lonceng

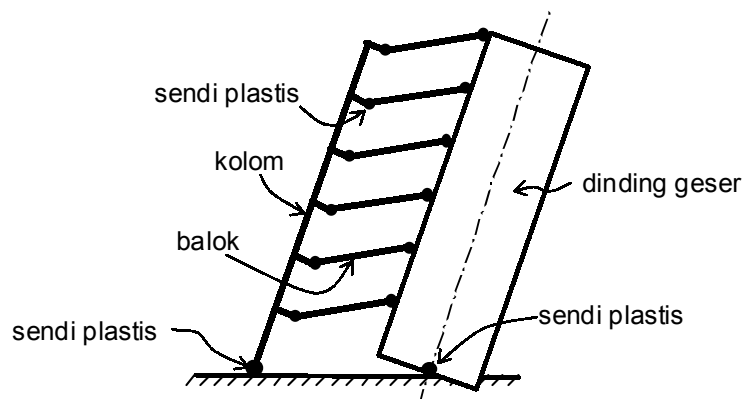
A.4.4.2 Faktor-faktor beban γ_D , γ_L dan γ_E tidak diberikan nilainya dalam pasal ini, karena sudah ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung dan/atau dalam standar beton atau standar baja yang berlaku. Demikian juga faktor-faktor reduksi kekuatan ϕ tidak diberikan nilainya dalam Standar ini, karena sudah ditetapkan dalam

standar beton dan standar baja yang berlaku. Dalam hal ini dapat dicatat, bahwa menurut beberapa penelitian kombinasi nilai-nilai faktor beban dan faktor reduksi kekuatan yang ditetapkan dalam standar-standar Indonesia memenuhi target β minimum yang disebut dalam A.4.1.

A.4.4.3 Penelitian mengenai nilai nominal dari beban mati dan beban hidup belum banyak dilakukan, karena diperlukan waktu yang panjang (selama kurun waktu umur gedung) untuk mendapatkan kurva distribusinya yang akurat. Karena itu, selama nilai-nilai nominal kedua macam beban tersebut belum tersedia, nilai-nilainya yang ditetapkan sebagai nilai beban rencana dalam berbagai standar pembebanan dapat dipakai. Dalam literatur Eropa, beban nominal disebut beban karakteristik.

A.4.5 Perencanaan Kapasitas

A.4.5.1 Faktor daktilitas suatu struktur gedung merupakan dasar bagi penentuan beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Karena itu, tercapainya tingkat daktilitas yang diharapkan harus terjamin dengan baik. Hal ini dapat tercapai dengan menetapkan suatu persyaratan yang disebut “kolom kuat balok lemah” seperti ditetapkan dalam pasal ini. Hal ini berarti, bahwa akibat pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme keruntuhan suatu struktur gedung adalah seperti ditunjukkan dalam Gambar P.3.



Gambar P.3. Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung dengan sendi plastis terbentuk pada ujung-ujung balok, kaki kolom

A.4.6 Jenis Tanah Dan Perambatan Gelombang Gempa

A.4.6.1 Gelombang gempa merambat melalui batuan dasar di bawah muka tanah. Dari kedalaman batuan dasar ini gelombang gempa tersebut kemudian merambat ke muka tanah sambil mengalami pembesaran, bergantung pada jenis lapisan tanah yang berada di atas batuan dasar tersebut. Pembesaran gerakan tanah inilah yang harus ditentukan dengan melakukan analisis perambatan gelombang gempa yang disebut dalam pasal ini. Selanjutnya pasal ini menegaskan, bahwa setiap akselerogram mengandung ketidakpastian untuk dipakai di suatu lokasi. Karena itu harus ditinjau sedikitnya 4 buah akselerogram gempa yang berbeda. Gempa El Centro dianggap sebagai standar, karena akselerogramnya mengandung frikuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dengan magnitudo yang sedang pula (bukan ekstrim).

A.4.6.2 Pasal ini memberikan definisi mengenai batuan dasar berdasarkan dua kriteria,

yaitu nilai hasil Test Penetrasi Standar N dan kecepatan rambat gelombang geser v_s . Dalam praktek definisi yang pertama yang umumnya dipakai, mengingat data nilai N merupakan data standar yang selalu diketemukan dalam laporan hasil penyelidikan geoteknik suatu lokasi, sedangkan untuk mendapatkan nilai v_s diperlukan percobaan-percobaan khusus di lapangan. Apabila tersedia ke 2 kriteria tersebut, maka kriteria yang menentukan adalah yang menghasilkan jenis batuan yang lebih lunak.

A.4.6.3 Di dalam pasal ini diberikan definisi mengenai jenis Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak berdasarkan tiga kriteria, yaitu kecepatan rambat gelombang geser v_s , nilai hasil Test Penetrasi Standar N dan kuat geser niralir S_u . Untuk menetapkan jenis tanah yang dihadapi, paling tidak harus tersedia 2 dari 3 kriteria tersebut, di mana kriteria yang menghasilkan jenis tanah yang lebih lunak adalah yang menentukan. Apabila tersedia ke 3 kriteria tersebut, maka jenis suatu tanah yang dihadapi harus didukung paling tidak oleh 2 kriteria tadi. Dari berbagai penelitian ternyata, bahwa hanya lapisan setebal 30 m paling atas yang menentukan pembesaraan gerakan tanah di muka tanah. Karena itu, nilai rata-rata berbobot dari ke 3 kriteria tersebut harus dihitung sampai kedalaman tidak lebih dari 30 m. Penetapan batas kedalaman ini juga penting untuk menstandarkan perhitungan nilai rata-rata menurut pers.(13), (14) dan (15), mengingat semakin besar kedalaman tersebut pada umumnya semakin tinggi nilai rata-rata yang didapat.

A.4.6.4 Pasal ini memberi petunjuk jenis-jenis tanah apa saja yang tergolong ke dalam jenis Tanah Khusus. Karena sifat-sifat dari jenis-jenis tanah ini tidak dapat dirumuskan secara umum, maka segala sifatnya harus dievaluasi secara khusus di setiap lokasi tempat jenis-jenis tanah tersebut ditemukan. Pasal ini menegaskan, bahwa pada jenis Tanah Khusus gerakan gempa di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa. Dalam analisis perambatan gelombang gempa ini, acelerogram gempa harus diambil dari rekaman getaran akibat gempa yang ada atau yang didapatkan dari suatu lokasi yang kondisi geologi, topografi dan seismotoni dan kandungan frekuensinya mirip dengan lokasi tempat tanah khusus yang ditinjau berada. Berhubung gerakan tanah akibat gempa pada suatu lokasi tidak mungkin dapat diperkirakan dengan tepat, maka sebagai gempa masukan dapat juga dipakai getaran gempa yang disimulasikan. Parameter-parameter yang menentukan getaran gempa yang disimulasikan ini antara lain adalah waktu getar predominant, konfigurasi spektrum respons, jangka waktu getar dan intensitas gempanya.

A.4.7 Wilayah gempa dan spektrum respons

A.4.7.1 Peta Wilayah Gempa Indonesia yang dimuat dalam pasal ini adalah hasil analisis probabilistik bahaya gempa (*probabilistic seismic hazard analysis*) yang telah dilakukan untuk seluruh wilayah Indonesia berdasarkan data seismotektonik mutakhir yang tersedia saat ini. Data masukan untuk analisis ini adalah lokasi sumber gempanya, distribusi magnitudo gempa di daerah sumber gempa, fungsi atenuasi yang memberi hubungan antara gerakan tanah setempat, magnitudo gempa di sumber gempa dan jarak dari tempat yang ditinjau sampai sumber gempa, magnitudo minimum dan maksimum serta frekuensi kejadian gempa per tahun di daerah sumber gempa, dan model matematik kejadian gempa. Sebagai daerah sumber gempanya, telah ditinjau semua sumber gempa yang telah tercatat dalam sejarah kegempaan Indonesia, baik sumber gempa pada zona subduksi, sumber gempa dangkal pada lempeng bumi, maupun sumber gempa pada sesar-sesar aktif yang sudah teridentifikasi. Mengenai distribusi magnitudo gempa di daerah gempa, hal ini telah dihitung berdasarkan data kegempaan yang tersedia. Distribusi ini

lebih dikenal sebagai diagram frikuensi magnitudo Gutenberg-Richter. Sebagai fungsi atenuasi telah ditinjau beberapa macam fungsi, yaitu yang diusulkan oleh Fukushima & Tanaka (1990), Youngs (1997), Joyner & Boore (1997) dan Crouse (1991), dengan gerakan tanah setempat yang ditinjau berupa percepatan puncak batuan dasar. Kejadian gempanya secara matematik dimodelkan mengikuti fungsi Poisson. Dalam analisis probabilistik bahaya gempa ini, percepatan puncak batuan dasar diperoleh melalui proses perhitungan berturut-turut sebagai berikut: (1) probabilitas total dengan meninjau semua kemungkinan magnitudo dan jarak, (2) probabilitas total dalam satu tahun, (3) probabilitas satu kejadian dalam satu tahun (fungsi Poisson) dan (4) perioda ulang (yang merupakan kebalikan dari probabilitas dalam satu tahun). Hasil analisis probabilistik bahaya gempa ini, telah diplot pada peta Indonesia berupa garis-garis kontur percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun (perioda ulang Gempa Rencana), yang kemudian menjadi dasar bagi penentuan batas-batas wilayah gempa. Studi ini telah dilakukan oleh beberapa kelompok peneliti secara independen, yang masing-masing hasilnya ternyata agak berbeda yang satu dari yang lainnya. Peta wilayah gempa yang ditetapkan dalam pasal ini adalah hasil perata-rataan hasil studi semua kelompok peneliti tadi.

A.4.7.2 Percepatan batuan dasar rata-rata untuk Wilayah Gempa 1 s/d 6, telah ditetapkan berturut-turut sebesar 0,03 g, 0,10 g, 0,15 g, 0,20 g, 0,25 g dan 0,30 g. Dengan percepatan batuan dasar seperti itu, maka ditetapkanlah percepatan puncak muka tanah (A_0) untuk Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak menurut Tabel 5, satu dan lain sebagai hasil studi banding dengan standar di luar negeri, a.l. National Earthquake Hazards Reduction Program 1997 (NEHRP 1997) dan Uniform Building Code 1997 (UBC 1997). Apabila kita tinjau NEHRP 1997 misalnya, batuan dasar adalah kira-kira ekuivalen dengan S_1 , sedangkan Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak adalah kira-kira ekuivalen dengan berturut-turut S_2 , S_3 dan S_4 .

A.4.7.3 Pasal ini dimaksudkan untuk memberi struktur gedung di Wilayah Gempa 1 suatu kekekaran minimum. Jadi, beban gempa yang disyaratkan tersebut merupakan pengaruh dari gempa yang bukan Gempa Rencana. Di dalam peraturan bangunan negara tetangga kita Singapura yang berbatasan dengan Wilayah Gempa 1, terdapat suatu ketentuan yang berkaitan dengan kekekaran struktur gedung, yaitu bahwa setiap struktur gedung harus diperhitungkan terhadap beban-beban horisontal nominal pada taraf masing-masing lantai tingkat sebesar 1,5% dari beban mati nominal lantai tingkat tersebut. Menurut Pasal 4.7.3 ini, suatu struktur gedung rendah (T pendek) di Wilayah Gempa 1 di atas Tanah Sedang dengan faktor reduksi gempa misalnya sekitar $R = 7$ (daktail parsial), harus diperhitungkan terhadap faktor respons gempa sebesar $0,13 I/R = 0,13 \times 0,8/7 = 0,015$, jadi selaras dengan yang ditetapkan di Singapura. Dengan demikian, pasal ini boleh dikatakan memelihara kontinuitas kegempaan regional lintas batas negara, jadi tidak lagi seperti menurut standar yang lama, di mana Wilayah Gempa 1 adalah bebas gempa sama sekali.

A.4.7.4 Secara umum Spektrum Respons adalah suatu diagram yang memberi hubungan antara percepatan respons maksimum suatu sistem Satu Derajat Kebebasan (SDK) akibat suatu gempa masukan tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami sistem SDK tersebut. Spektrum Respons C-T yang ditetapkan dalam pasal ini untuk masing-masing Wilayah Gempa, adalah suatu diagram yang memberi hubungan antara percepatan respons maksimum (= Faktor Respons Gempa) C dan waktu getar alami T sistem SDK akibat Gempa Rencana, di mana sistem SDK tersebut dianggap memiliki fraksi redaman kritis 5%. Kondisi $T = 0$ mengandung arti, bahwa sistem SDK tersebut

adalah sangat kaku dan karenanya mengikuti sepenuhnya gerakan tanah. Dengan demikian, untuk $T = 0$ percepatan respons maksimum menjadi identik dengan percepatan puncak muka tanah ($C = A_0$). Bentuk spektrum respons yang sesungguhnya menunjukkan suatu fungsi acak yang untuk T meningkat menunjukkan nilai yang mula-mula meningkat dulu sampai mencapai suatu nilai maksimum, kemudian turun lagi secara asimtotik mendekati sumbu- T . Di dalam pasal ini bentuk tersebut distandarkan (diidealisasikan) sebagai berikut : untuk $0 \leq T \leq 0,2$ detik, C meningkat secara linier dari A_0 sampai A_m ; untuk $0,2 \text{ detik} \leq T \leq T_c$, C bernilai tetap $C = A_m$; untuk $T > T_c$, C mengikuti fungsi hiperbola $C = A_r/T$. Dalam hal ini T_c disebut waktu getar alami sudut. Idealisasi fungsi hiperbola ini mengandung arti, bahwa untuk $T > T_c$ kecepatan respons maksimum yang bersangkutan bernilai tetap.

A.4.7.5 Dari berbagai hasil penelitian ternyata, bahwa untuk $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat berbagai ketidakpastian, baik dalam karakteristik gerakan tanahnya sendiri maupun dalam sifat-sifat daktilitas sistem SDK yang bersangkutan. Karena itu untuk $0 \leq T \leq 0,2$ detik C ditetapkan harus diambil sama dengan A_m . Dengan demikian, untuk $T \leq T_c$ spektrum respons berkaitan dengan percepatan respons maksimum yang bernilai tetap, sedangkan untuk $T > T_c$ berkaitan dengan kecepatan respons maksimum yang bernilai tetap.

A.4.7.6 Berbagai hasil penelitian menunjukkan, bahwa A_m berkisar antara $2 A_0$ dan $3 A_0$, sehingga $A_m = 2,5 A_0$ merupakan nilai rata-rata yang dianggap layak untuk perencanaan. Selanjutnya, dari berbagai hasil penelitian juga ternyata, bahwa sebagai pendekatan yang baik waktu getar alami sudut T_c untuk jenis-jenis Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak dapat diambil sebesar berturut-turut 0,5 detik, 0,6 detik dan 1,0 detik.

A.4.8 Pengaruh Gempa Vertikal

A.4.8.1 Pengalaman dari Gempa Northridge (1994) dan Gempa Kobe (1995) telah menunjukkan, bahwa banyak unsur-unsur bangunan yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi, mengalami kerusakan berat akibat percepatan vertikal gerakan tanah. Pasal ini menyebutkan unsur-unsur apa saja yang harus ditinjau terhadap pengaruh percepatan vertikal gerakan tanah tersebut. Analisis respons dinamik yang sesungguhnya dari unsur-unsur tersebut terhadap gerakan vertikal tanah akibat gempa sangat rumit, karena terjadi interaksi antara respons unsur dan respons struktur secara keseluruhan. Karena itu, di dalam pasal ini masalahnya disederhanakan dengan meninjau pengaruh percepatan vertikal gerakan tanah akibat gempa sebagai beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen.

A.4.8.2 Dapat dimengerti, bahwa komponen vertikal gerakan tanah akibat gempa akan relatif semakin besar, semakin dekat letak pusat gempa dari lokasi yang ditinjau. Dalam pasal ini percepatan vertikal gerakan tanah ditetapkan sebagai perkalian suatu koefisien ψ dengan percepatan puncak muka tanah A_0 . Karena semakin tinggi kegempaan suatu wilayah gempa, semakin dekat wilayah itu letaknya terhadap daerah sumber gempa, maka koefisien ψ nilainya meningkat dari 0,5 sampai 0,8 untuk Wilayah Gempa yang meningkat dari 1 sampai 6, sesuai Tabel 7. Pers.(20) menunjukkan, bahwa dalam arah vertikal struktur dianggap sepenuhnya mengikuti gerakan vertikal dari tanah, tak bergantung pada waktu getar alami dan tingkat daktilitasnya. Dalam persamaan ini faktor reduksi gempa

dianggap sudah diperhitungkan. Selanjutnya faktor I adalah untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi.

A.5 Perencanaan umum struktur gedung

A.5.1 Struktur atas dan struktur bawah

A.5.1.1 Pada perencanaan struktur gedung dengan besmen dalam yang terdiri dari banyak lapis, dihadapi masalah interaksi tanah-struktur yang rumit. Masalahnya akan lebih rumit lagi, apabila beberapa gedung tinggi memiliki satu besmen bersama. Karena itu, pasal ini menyederhanakan masalahnya dengan memisahkan peninjauan struktur atas dari struktur bawah.

A.5.1.2 Dengan memisahkan peninjauan struktur atas dari struktur bawah, maka struktur atas dapat dianggap terjepit pada taraf lantai dasar, sedangkan struktur bawah dapat ditinjau sebagai struktur 3D tersendiri di dalam tanah yang mengalami pembebanan dari struktur atas, dari gaya inersianya sendiri dan dari tanah sekelilingnya.

A.5.1.3 Pasal ini menetapkan taraf penjepitan lateral struktur atas, apabila tidak ada besmen.

A.5.1.4 Walaupun interaksi tanah-struktur tidak ditinjau, tetapi kadang-kadang penjepitan yang tidak sempurna pada kaki kolom dan kaki dinding geser diperhitungkan. Jepitan tidak sempurna ini berupa deformasi lateral dan rotasional pada taraf penjepitan, yang kedua-duanya tentu harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap struktur atas.

A.5.1.5 Dalam setiap peristiwa gempa, struktur atas gedung tidak mungkin dapat menunjukkan perilaku yang baik, apabila struktur bawahnya sudah gagal secara dini. Untuk mencegah terjadinya gejala seperti itu, struktur bawah harus direncanakan untuk setiap saat tetap berperilaku elastik penuh. Karena itu, beban nominal pada struktur bawah sebagai pengaruh Gempa Rencana, harus ditentukan atas dasar $\mu = 1$ dan $R = f_1 = 1,6$, sebagaimana berlaku untuk struktur elastik penuh.

A.5.2 Struktur penahan beban gempa

A.5.2.1 Dalam pasal ini ditegaskan, bahwa semua unsur struktur, baik bagian dari subsistem maupun bagian dari sistem struktur secara keseluruhan, harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana. Pada dasarnya tidak boleh ada unsur-unsur struktur yang diabaikan partisipasinya dalam memikul pengaruh gempa, kecuali bila memenuhi Pasal 5.2.2.

A.5.2.2 Setelah dibuktikan, bahwa partisipasi pemikulan beban gempa suatu unsur atau sistem struktur adalah kurang dari 10%, maka partisipasi tadi boleh diabaikan. Tetapi, unsur atau sistem struktur tersebut harus diperhitungkan terhadap simpangan struktur gedung akibat beban gempa nominal, seandainya struktur gedung tersebut berperilaku elastik penuh.

A.5.2.3 Pasal ini mengulangi ketentuan yang dimuat dalam Tabel .3 untuk sistem ganda. Maksudnya adalah, agar portal-portal terbuka yang memiliki kekakuan lateral yang relatif kecil, tetap memiliki suatu kekuatan terpasang minimum tertentu, untuk lebih memastikan daya tahan terhadap pengaruh gempa yang baik.

A.5.3 Lantai tingkat sebagai diafragma

A.5.3.1 Dengan anggapan lantai tingkat (juga atap beton dan lantai dengan ikatan) bekerja sebagai diafragma, artinya memiliki kekakuan yang besar sekali di dalam bidangnya, maka terhadap beban gempa setiap lantai tingkat itu memiliki 3 derajat kebebasan, yaitu translasi dalam arah masing-masing sumbu koordinat dan rotasi melalui pusat rotasi lantai tingkat itu. Ke tiga derajat kebebasan ini menentukan pembagian beban gempa horisontal kepada seluruh sistem struktur tingkat, sebagaimana halnya pada struktur 3D secara umum.

A.5.3.2 Lubang atau bukaan besar pada lantai terjadi pada lubang tangga yang lebar atau pada gedung yang memiliki suatu atrium. Apabila luas lubang melebihi 50% dari luas lantai, maka lantai tersebut tidak lagi dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa. Dalam hal ini, pengaruh fleksibilitas lantai tingkat di dalam bidangnya harus diperhitungkan terhadap pembagian beban gempa horisontal kepada seluruh sistem struktur tingkat.

A.5.4 Eksentrisitas pusat massa terhadap pusat rotasi lantai tingkat

A.5.4.1 Pusat massa lantai tingkat sebagai titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik menurut pasal ini jelas menunjukkan, bahwa massa tersebut adalah dari lantai tingkat itu saja, bukan berikut jumlah kumulatif massa lantai-lantai tingkat di atasnya.

A.5.4.2 Pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal ini adalah unik untuk setiap struktur gedung dan tidak bergantung pada pembagian beban gempa sepanjang tinggi struktur gedung. Akibat beban gempa yang menangkap pada pusat massa yang letaknya eksentris terhadap pusat rotasi lantai tingkat, lantai tingkat tersebut menunjukkan 3 macam simpangan, yaitu translasi dalam arah masing-masing sumbu koordinat dan rotasi melalui pusat rotasi lantai tingkat itu, sesuai dengan derajat kebebasan yang dimilikinya (lihat A.5.3.1). Karena itu, pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung harus dianalisis secara 3D, baik dalam analisis statik maupun analisis dinamik.

Pusat rotasi bukan pusat kekakuan atau pusat geser seperti juga dikenal dalam rekayasa struktur. Pusat kekakuan suatu struktur gedung adalah suatu titik pada masing-masing tingkat (di antara dua lantai) yang bila beban geser di semua tingkat bekerja padanya secara bersamaan, seluruh struktur gedung itu (berarti seluruh tingkat dan lantainya) tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi. Dengan demikian pusat kekakuan tidak unik untuk suatu struktur gedung, tetapi bergantung pada pembagian beban gempa sepanjang tinggi struktur gedung itu. Peninjauan pusat kekakuan tidak relevan dalam konteks gerak rotasi lantai tingkat.

A.5.4.3 Pasal ini menetapkan suatu eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi pada tiap-tiap lantai tingkat, mengingat dalam kenyataannya eksentrisitas tersebut dapat menyimpang jauh dari yang dihitung secara teoretis. Ada 2 sumber penyebab dari penyimpangan ini. Sumber penyebab pertama adalah adanya pembesaran dinamik akibat perilaku struktur yang non-linier pada tahap pembebanan gempa pasca elastik. Sumber penyebab kedua adalah adanya komponen rotasi dari gerakan tanah melalui suatu sumbu vertikal, perbedaan dalam nilai kekakuan struktur, nilai kekuatan leleh baja, nilai beban mati serta nilai dan distribusi beban hidup, antara yang dihitung secara teoretis dan kenyataan sesungguhnya. Sehubungan dengan adanya 2 sumber penyebab penyimpangan di atas, maka eksentrisitas rencana e_d terdiri dari 2 suku. Suku pertama yang merupakan

fungsi dari eksentrisitas teoretis e adalah untuk mengatasi pengaruh sumber penyebab pertama. Suku kedua yang merupakan fungsi dari ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung tegak lurus pada arah beban gempa b adalah untuk mengatasi sumber pengaruh penyebab kedua. Pengaruh sumber penyebab pertama adalah lebih dominan pada eksentrisitas yang kecil ($0 < e \leq 0,3 b$), sedangkan sumber penyebab kedua adalah yang lebih dominan pada eksentrisitas yang besar ($e > 0,3 b$). Pada keadaan perbatasan $e = 0,3 b$ tentu didapat eksentrisitas rencana e_d yang sama.

A.5.4.4. Pasal ini menegaskan, bahwa eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun analisis dinamik. Dianggap tidak beralasan, untuk membedakan eksentrisitas tersebut dalam ke dua macam analisis tersebut.

A.5.5 Kekakuan struktur

A.5.5.1 Dalam pasal ini dibakukan cara penentuan momen inersia efektif penampang unsur struktur, di mana persentase efektifitas penampang yang ditetapkan itu didasarkan atas hasil berbagai penelitian. Dengan demikian, kekakuan struktur secara keseluruhan dihitung melalui kaidah yang seragam, sehingga perilaku struktur (simpangan, waktu getar alami) dapat dikaji melalui kriteria yang seragam pula.

A.5.5.2 Pasal ini memberi ketentuan mengenai modulus elastisitas beton E_c dan modulus elastisitas baja E_s .

A.5.5.3 Pasal ini menegaskan, bahwa momen inersia efektif yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 berlaku baik dalam analisis statik, maupun analisis dinamik untuk menghitung simpangan dan waktu getar alami struktur gedung. Dianggap tidak beralasan untuk membedakan perhitungan kekakuan struktur dalam ke dua macam analisis tersebut.

A.5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental

Pemakaian struktur gedung yang terlalu fleksibel seyogyanya harus dicegah. Dalam pasal ini hal itu dilakukan dengan membatasi nilai waktu getar fundamentalnya. Ada 4 alasan untuk membatasi waktu getar fundamental suatu struktur gedung, yaitu :

- untuk mencegah Pengaruh P-Delta yang berlebihan;
- untuk mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa yang menyebabkan pelelehan pertama, yaitu untuk menjamin kenyamanan penghunian dan membatasi kemungkinan terjadinya kerusakan struktur akibat pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, maupun kerusakan non-struktur.
- untuk mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa maksimum, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang menelan korban jiwa manusia.
- untuk mencegah kekuatan (kapasitas) struktur terpasang yang terlalu rendah, mengingat struktur gedung dengan waktu getar fundamental yang panjang menyerap beban gempa yang rendah (terlihat dari spektrum respons C-T), sehingga gaya internal yang terjadi di dalam unsur-unsur struktur menghasilkan kekuatan terpasang yang rendah.

Dalam pasal ini, nilai batas waktu getar fundamental suatu struktur gedung ditetapkan sebagai perkalian suatu koefisien ξ dan jumlah tingkat n yang dimiliki gedung tersebut. Dalam Tabel 8 koefisien ξ ditetapkan sebagai fungsi dari kegempaan wilayah gempa

tempat struktur gedung berada. Hal ini adalah mengingat semakin rendah kegempaan tersebut, semakin tidak menentukan beban gempa terhadap beban gravitasi, sehingga pembatasan waktu getar fundamental semakin kurang maknanya. Memberi penalti pada struktur gedung yang sangat fleksibel dengan mensyaratkan suatu nilai C minimum pada spektrum respons $C-T$, memang dapat menambah keamanan, tetapi tidak dapat merubah perilakunya.

A.5.7 Pengaruh P-Delta

Struktur gedung tinggi pada umumnya adalah relatif fleksibel, sehingga akibat beban gempa mengalami simpangan yang relatif besar yang dapat menimbulkan Pengaruh P-Delta yang cukup berarti. Menurut pasal ini Pengaruh P-Delta harus ditinjau bila tinggi gedung adalah lebih dari 10 tingkat atau 40 m.

A.5.8 Arah pembebanan gempa

A.5.8.1 Pada struktur gedung beraturan, di mana sistem strukturnya terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung, arah utama pembebanan gempa yang menentukan adalah yang searah dengan sumbu-sumbu utama tersebut. Tetapi pada struktur gedung tidak beraturan, seringkali arah utama pembebanan gempa yang menentukan tidak dapat dipastikan sebelumnya. Untuk itu arah utama pembebanan gempa harus dicari dengan cara coba-coba dengan meninjau beberapa kemungkinan.

A.5.8.2 Arah pembebanan gempa pada setiap struktur gedung dalam kenyataannya adalah sembarang, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan. Pembebanan gempa tidak penuh tetapi biaksial dapat menimbulkan pengaruh yang lebih rumit terhadap struktur gedung ketimbang pembebanan gempa penuh tetapi uniaksial. Kondisi ini diantisipasi dalam pasal ini dengan menetapkan, bahwa pembebanan gempa dalam arah utama yang ditinjau 100%, harus dianggap bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurusnya tetapi ditinjau 30%.

A.6 Perencanaan struktur gedung beraturan

A.6.1 Beban gempa nominal statik ekuivalen

A.6.1.1 Dalam analisis respons dinamik terhadap pengaruh gempa, suatu struktur gedung dimodelkan sebagai suatu sistem Banyak Derajat Kebebasan (BDK). Dengan menerapkan metoda Analisis Ragam, persamaan-persamaan gerak sistem BDK tersebut yang berupa persamaan-persamaan diferensial orde dua simultan yang saling terikat, dapat dilepaskan saling keterikatannya sehingga menjadi persamaan-persamaan terlepas, masing-masing berbentuk persamaan-persamaan gerak sistem SDK. Hal ini dilakukan melalui suatu transformasi koordinat dengan matriks eigenvektor sebagai matriks transformasinya. Respons dinamik total dari sistem BDK tersebut selanjutnya menampilkan diri sebagai superposisi dari respons dinamik masing-masing ragamnya. Respons dinamik masing-masing ragamnya ini berbentuk respons dinamik suatu sistem SDK, di mana ragam yang semakin tinggi memberikan sumbangan respons dinamik yang semakin kecil dalam menghasilkan respons dinamik total. Pada struktur gedung beraturan, yang seperti telah dijelaskan dalam A.4.2.1 berperilaku sebagai struktur 2D, respons dinamik ragam fundamentalnya adalah sangat dominan, sehingga respons dinamik ragam-ragam lainnya dianggap dapat diabaikan. Kemudian, berhubung struktur gedung tidak seberapa tinggi

(kurang dari 10 tingkat atau 40 m), bentuk ragam fundamental dapat dianggap mengikuti garis lurus (tidak lagi garis lengkung). Dengan dua anggapan penyederhanaan tadi, dari penjabaran lebih lanjut dalam Analisis Ragam, respons dinamik struktur gedung beraturan dapat ditampilkan seolah-olah sebagai akibat dari suatu beban gempa statik ekuivalen, seperti yang ditetapkan dalam pasal ini.

A.6.1.2 Pasal ini menetapkan bagaimana menentukan beban geser dasar statik ekuivalen V , berkaitan dengan beban gempa statik ekuivalen yang disebut dalam A.6.1.1. Seperti terlihat dari penjabarannya, beban geser dasar statik ekuivalen ini dapat dinyatakan dalam respons dinamik sistem SDK yang berkaitan dengan ragam fundamentalnya saja, sehingga dapat ditentukan dengan perantaraan Spektrum Respons Gempa Rencana C-T yang ditetapkan dalam Pasal 7.7.4 (Gambar 2), seperti dinyatakan oleh pers.(26). Di dalam persamaan ini faktor I adalah untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi, sedangkan R adalah untuk menjadikan beban gempa tersebut menjadi beban gempa nominal sesuai dengan faktor daktilitas yang dipilih untuk struktur gedung tersebut.

A.6.1.3 Pers.(27) merupakan bagian dari hasil penjabaran beban gempa statik ekuivalen yang disebut dalam A.6.1.1, sekaligus memberi ketentuan bagaimana membagikan beban geser dasar nominal V sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i .

A.6.1.4 Pasal ini menyangkut struktur gedung yang relatif sangat fleksibel dalam arah beban gempa (gedung “tipis”), yang seringkali menunjukkan adanya efek cambuk. Beban terpusat $0,1 V$ yang dipasang pada taraf lantai puncak mensimulasikan efek cambuk ini.

A.6.1.5 Dengan ketentuan dalam pasal ini, perhitungan tangki di atas menara adalah konservatif. Untuk perhitungan yang lebih akurat, penyebaran massa strukturnya tentu dapat diperhitungkan.

A.6.2 Waktu getar alami fundamental

A.6.2.1 Berhubung struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur praktis berperilaku sebagai struktur 2D, maka waktu getar alami fundamentalnya dalam arah masing-masing sumbu utama tersebut dapat dihitung dengan rumus Rayleigh sesuai pers.(28) yang berlaku untuk struktur 2D. Rumus ini diturunkan dari hukum kekekalan energi pada suatu struktur 2D yang dalam keadaan melendut sewaktu bervibrasi, disamakan energi potensialnya dengan energi kinetiknya.

A.6.2.2 Untuk menentukan beban gempa nominal statik ekuivalen, waktu getar alami fundamental yang dihitung dengan rumus Rayleigh ditetapkan sebagai standar. Waktu getar alami boleh saja ditentukan dengan cara lain, asal hasilnya tidak menyimpang (ke atas atau ke bawah) lebih dari 20% dari nilai yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

A.6.3 Analisis statik ekuivalen

Pasal ini hanya menegaskan, bahwa berhubung pembebanan gempa pada struktur gedung beraturan berwujud sebagai beban gempa statik ekuivalen, analisis struktur gedung terhadapnya dengan sendirinya dilakukan dengan analisis statik 3D biasa. Pada struktur gedung tidak beraturan, dari hasil analisis respons dinamik dapat juga dijabarkan beban gempa statik ekuivalennya, sehingga analisis selanjutnya dapat dilakukan dengan analisis statik 3D biasa (lihat A.7.2.4).

A.7 Perencanaan struktur gedung tidak beraturan

A.7.1 Ketentuan untuk analisis respons dinamik

A.7.1.1 Dalam praktek tidak jarang dihadapi struktur-struktur gedung yang sangat tidak beraturan. Dari segi analisis hal ini tidak menjadi masalah, dengan tersedianya berbagai program komputer canggih saat ini. Kemampuan tinggi menganalisis struktur rumit, seyogyanya dipakai juga untuk mengontrol perilaku struktur tersebut dalam responsnya terhadap gempa. Dengan melakukan analisis vibrasi bebas 3D dapat dilihat, bagaimana kecenderungan perilaku struktur terhadap gempa. Apabila gerak ragam pertama sudah dominan dalam rotasi, hal ini menunjukkan perilaku yang buruk dan sangat tidak nyaman bagi penghuni ketika terjadi gempa. Sistem struktur demikian harus diperbaiki dan disusun kembali dengan menempatkan unsur-unsur yang lebih kaku pada keliling denah untuk memperbesar kekakuan rotasi (torsi) sistem struktur secara keseluruhan, sehingga gerak ragam pertama menjadi dominan dalam translasi. Memberi penalti pada struktur yang memuntir dengan menambah beban gempanya memang dapat menambah keamanan, tetapi tidak dapat merubah perilakunya.

A.7.1.2 Struktur gedung tidak beraturan benar-benar berperilaku sebagai struktur 3D, sehingga besaran-besaran daktilitas yang representatif mewakilinya perlu diketahui. Hal ini adalah sehubungan dengan Tabel 3 yang lebih mencerminkan sifat-sifat daktilitas sistem 2D. Pasal ini memberi ketentuan, bagaimana menentukan faktor reduksi gempa yang representatif R melalui suatu analisis pendahuluan untuk beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat yang dipilih.

A.7.1.3 Pada struktur-struktur gedung tertentu kadang-kadang terjadi, bahwa respons total terhadap gempa adalah lebih kecil dari respons ragamnya yang pertama. Hal ini disebabkan oleh respons ragam yang lebih tinggi yang mengurangi respons ragam yang pertama tadi. Untuk menjamin adanya kekuatan (kapasitas) minimum struktur terpasang yang cukup, pasal ini menetapkan bahwa nilai akhir respons setiap struktur gedung tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragamnya yang pertama.

A.7.2 Analisis ragam spektrum respons

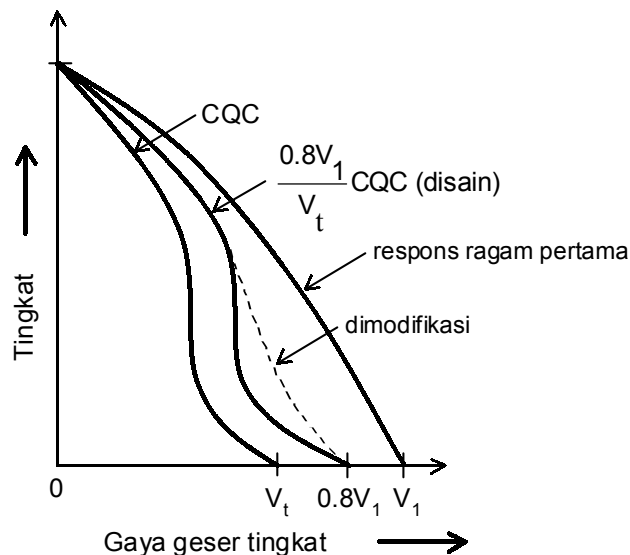
A.7.2.1 Seperti telah dijelaskan dalam A.6.1.1, di dalam metoda Analisis Ragam respons dinamik total dari sistem BDK merupakan superposisi dari respons dinamik sejumlah ragamnya, yang masing-masing berbentuk respons dinamik sistem SDK, di mana ragam yang semakin tinggi memberikan partisipasi respons dinamik yang semakin kecil terhadap respons dinamik total. Kenyataan inilah yang memungkinkan kita untuk menggunakan Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2 sebagai dasar untuk menentukan respons masing-masing ragamnya tadi. Hanya saja ordinat Spektrum Respons tersebut harus dikoreksi dengan faktor koreksi I/R untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi dan untuk menjadikan beban gempa menjadi beban gempa nominal, sesuai dengan faktor daktilitas yang dipilih untuk struktur gedung tersebut. Selanjutnya, jumlah respons ragam yang disuperposisikan dapat dibatasi, asal partisipasi massa yang menghasilkan respons total mencapai sedikit-dikitnya 90%.

A.7.2.2 Respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui Spektrum Respons Gempa Rencana merupakan respons maksimum. Pada umumnya respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda, sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Pasal ini menetapkan bagaimana cara mensuperposisikan respons maksimum ragam-ragam tersebut berdasarkan

hasil berbagai penelitian. Ada 2 cara superposisi ditetapkan dalam pasal ini, yaitu cara-cara yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC) dan Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS) berikut syarat pemakaiannya.

A.7.2.3 Pasal ini memberi pembatasan seperti diuraikan dalam A.7.1.3, sehingga tidak perlu dijelaskan lagi di sini.

A.7.2.4 Dengan menggunakan pasal ini, analisis ragam spektrum respons hanya dipakai untuk menentukan gaya geser tingkat nominal dinamik akibat pengaruh Gempa Rencana. Gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung didapat dari analisis statik 3D biasa berdasarkan beban-beban gempa statik ekuivalen yang dijabarkan dari pembagian gaya geser tingkat nominal yang telah didapat dari analisis respons dinamik sebelumnya, yang bila perlu dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban gempa nominal sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih baik (lihat Gambar P.4). Dengan menempuh cara ini didapat kepastian mengenai tanda (arah kerja) gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung.



Gambar P.4 Diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang tinggi struktur gedung.

A.7.3 Analisis respons dinamik riwayat waktu

A.7.3.1 Pasal ini menetapkan, bahwa untuk mempelajari perilaku struktur gedung dari detik ke detik selama gempa bekerja, baik dalam keadaan elastik maupun pasca-elastik, dapat dilakukan analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu.

A.7.3.2 Untuk taraf pembebanan gempa nominal, di mana respons struktur masih bersifat elastik penuh, percepatan puncak gempa masukan harus diskalakan menjadi A seperti menurut pers.(33). Dalam persamaan ini faktor I adalah untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi, sedangkan faktor R adalah untuk menjadikan pembebanan gempa tersebut menjadi pembebanan gempa nominal.

A.7.3.3 Untuk taraf pembebanan penuh oleh Gempa Rencana, di mana respons struktur

sudah memasuki taraf elastoplastis, percepatan puncak gempa masukan adalah sepenuhnya sama dengan A_0 . I. Faktor I kembali adalah untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi.

A.7.3.4 Pasal ini menegaskan, bahwa setiap akselerogram mengandung ketidakpastian untuk dipakai di suatu lokasi. Karena itu harus ditinjau sedikitnya 4 buah akselerogram gempa yang berbeda. Gempa El Centro dianggap sebagai standar, karena akselerogramnya mengandung frikuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dengan magnitudo yang sedang pula (bukan ekstrim).

A.7.3.5 Sebagai alternatif, pasal ini membolehkan digunakannya percepatan tanah yang disimulasikan sebagai gerakan gempa masukan dalam analisis respons dinamik riwayat waktu.

A.8 Kinerja struktur gedung

A.8.1 Kinerja batas layan

A.8.1.1 Untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyaman, ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh Gempa Nominal yang telah dibagi Faktor Skala.

A.8.1.2 Pasal ini menetapkan secara kuantitatif batasan kriteria kinerja batas layan struktur gedung.

A.8.2 Kinerja batas ultimit

A.8.2.1 Karena Standar ini menganut azas simpangan maksimum yang tetap seperti diuraikan dalam A.4.3.2, maka setelah simpangan struktur gedung akibat beban gempa nominal diketahui dari hasil analisis struktur, simpangan struktur dalam kondisi di ambang keruntuhan didapat dengan mengalikan simpangan akibat beban gempa nominal tersebut dengan faktor ξ . Dari Gambar P.1 jelas terlihat, bahwa untuk struktur gedung beraturan $\xi = R$ seperti menurut pers.(34). Untuk struktur gedung tidak beraturan, Faktor Skala harus dihapuskan pengaruhnya, karena simpangan yang sesungguhnya memang tidak terpengaruh olehnya. Hal itu tercerminkan oleh pers.(35). Rumus sederhana untuk menghitung simpangan struktur dalam kondisi di ambang keruntuhan dimungkinkan, berkat azas simpangan maksimum yang tetap yang dianut dalam Standar ini seperti sudah disebut di atas.

A.8.2.2 Pasal ini menetapkan secara kuantitatif batasan kriteria kinerja batas ultimit struktur gedung.

A.8.2.3 Pasal ini dimaksudkan untuk mencegah benturan antara 2 gedung yang berdekatan. Dari pengalaman dengan berbagai peristiwa gempa kuat di waktu yang lalu, banyak kerusakan berat gedung terjadi karena gedung-gedung berdekatan saling berbenturan. Hal ini harus dicegah dengan memberi jarak antara yang cukup, seperti ditetapkan dalam pasal ini.

A.8.2.4 Pasal ini dimaksudkan untuk mencegah benturan antara 2 bagian struktur gedung yang dipisahkan dengan sela dilatasi. Lebar sela dengan sendirinya harus cukup untuk mencegah terjadinya benturan antar-bagian yang tidak saja dapat menimbulkan

kerusakan yang berat, tetapi juga dapat merubah respons struktur yang diperhitungkan.

A.8.2.5 Lebar sela pemisah harus dipelihara agar fungsinya tetap terjamin setiap saat.

A.9 Pengaruh gempa pada struktur bawah

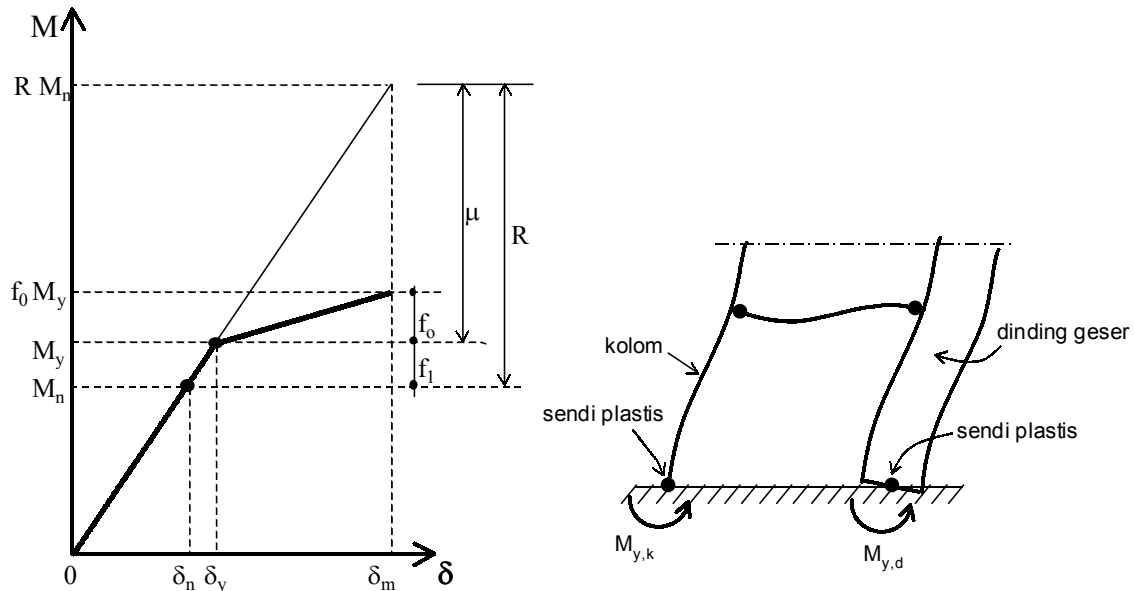
A.9.1 Pembebanan gempa dari struktur atas

A.9.1.1 Dari falsafah perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung sudah jelas (lihat A.1.3), bahwa akibat pengaruh Gempa Rencana struktur atas memang sudah rusak berat, tetapi masih harus tetap berdiri dan tidak runtuh, sehingga jatuhnya korban jiwa manusia dapat dicegah. Akan tetapi, hal ini hanya dapat terjadi kalau struktur bawah tidak gagal lebih dahulu. Karena itu, struktur bawah harus dapat memikul dengan baik beban-beban yang dikerjakan oleh struktur atas pada saat struktur atas berada di ambang keruntuhan. Beban maksimum V_m inilah yang ditetapkan dalam pasal ini. Beban maksimum ini termobilisasi di atas beban gempa yang menyebabkan pelelehan pertama V_y , berkat adanya faktor kuat lebih struktur f_2 (lihat Gambar P.1). Karena kehiperstatikan struktur dan pembentukan sendi-sendi plastis yang tidak terjadi serempak bersamaan, maka terjadilah proses redistribusi gaya-gaya, yang menghasilkan faktor kuat lebih struktur tadi. Pada struktur yang daktail penuh ($\mu = 5,3$), di mana terjadi redistribusi gaya-gaya secara luas, faktor kuat lebih struktur menurut berbagai penelitian mencapai $f_2 = 1,75$. Pada struktur yang elastik penuh ($\mu = 1$), tidak terjadi redistribusi gaya-gaya sama sekali (tidak terbentuk sendi plastis), sehingga $f_2 = 1,00$. Dengan dua kondisi batas ini didapatlah pers.(37) untuk menghitung nilai f_2 untuk sembarang μ , dijabarkan dari azas kesamaan sudut kemiringan. Karena faktor kuat lebih beban dan bahan adalah $f_1 = 1,6$, maka dengan mudah beban gempa maksimum dapat dihitung sebagai perkalian beban gempa nominal dan faktor kuat lebih total $f = f_1 f_2$ yang dinyatakan oleh pers.(38) (lihat Gambar P.1).

A.9.1.2 Beban yang sangat dominan dikerjakan oleh struktur atas pada struktur bawah adalah momen guling, disertai beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang bersangkutan. Momen guling nominal maksimum dari struktur atas pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh didapat dari momen guling maksimum dengan membaginya dengan $R = f_1$, yaitu faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh seperti dinyatakan oleh pers.(40) (lihat Gambar P.1).

A.9.1.3 Kemungkinan lain adalah terjadinya momen guling yang dikerjakan oleh momen leleh yang terjadi pada sendi plastis pada kaki semua kolom dan pada kaki semua dinding geser. Sejak saat struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana mengalami pelelehan pertama sampai saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan, sendi-sendi plastis khususnya pada kaki kolom dan kaki dinding geser mengalami rotasi, sambil momen lelehnya meningkat dari momen leleh awal M_y menjadi momen leleh akhir $f_0 M_y$ akibat pengerasan regangan baja, dengan f_0 sebagai faktor pengerasan regangannya. Proses ini divisualisasikan dalam diagram momen-simpangan dari suatu sendi plastis di kaki kolom atau kaki dinding geser seperti ditunjukkan dalam Gambar P.5. Untuk struktur gedung yang daktail penuh ($\mu = 5,3$) menurut berbagai penelitian $f_0 = 1,25$, sedangkan untuk struktur gedung yang elastik penuh ($\mu = 1$) dengan sendirinya $f_0 = 1,00$, karena pelelehan baru akan terjadi. Untuk menjadikan momen guling akibat momen leleh sendi plastis menjadi momen guling nominal, tidak diperlukan nilai f_0 , sebab momen nominal dapat dihitung langsung dari momen leleh awal dengan membaginya dengan faktor kuat lebih

beban dan bahan $f_1 = 1,6$ seperti yang dinyatakan oleh pers.(41) (lihat Gambar P.5). Momen guling nominal menurut pers.(41) ini tentunya terjadi bersamaan dengan beban normal (vertikal) dan beban geser (horisontal) yang bersangkutan.



Gambar P.5 Diagram momen-simpangan dari suatu sendi plastis pada kaki kolom atau kaki dinding geser

A.9.1.4 Dari dua kemungkinan momen guling nominal di atas, yang menentukan adalah yang nilainya terkecil, karena dengan terbentuknya sendi plastis pada semua kaki kolom dan semua dinding geser, momen guling nominal menurut pers.(40) tidak akan termobilisasi sepenuhnya. Tetapi dalam segala hal, nilai momen guling nominal maksimum tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari yang terjadi akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur atas gedung yang berperilaku elastik penuh, seperti dinyatakan oleh pers.(42) (lihat Gambar P.1 dan P.5).

A.9.1.5 Penjepitan tidak sempurna pada kaki kolom dan kaki dinding geser boleh diperhitungkan. Bagaimana caranya diserahkan kepada perencana, asal secara rasional dapat dipertanggung jawabkan.

A.9.2 Pembebanan gempa dari gaya inersia

A.9.2.1 Apabila struktur bawah bergerak tepat bersamaan dengan tanah sekelilingnya ketika terjadi gempa, struktur bawah tersebut tidak akan mengalami gaya inersia apapun. Tetapi berhubung interaksi tanah-struktur selalu terjadi yang selalu menyebabkan adanya selisih pergerakan, maka terjadilah interaksi kinematik dan inersial antara struktur bawah dan tanah sekelilingnya yang menyebabkan timbulnya gaya inersia itu. Hal ini yang dinyatakan dalam pasal ini.

A.9.2.2 Perhitungan gaya inersia berdasarkan analisis interaksi tanah-struktur merupakan hal yang rumit. Karena itu, setiap cara yang secara rasional dapat dipertanggung jawabkan dapat dipakai. Untuk perencanaan yang praktis, pasal ini memberi ketentuan, bagaimana secara pendekatan tetapi konservatif, beban gempa horisontal statik ekuivalen akibat gaya inersia tersebut yang bekerja pada struktur bawah yang berperilaku

elastik penuh dapat dihitung, yaitu dengan pers.(43). Dalam persamaan ini faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh sudah diperhitungkan. Faktor I di dalam pers.(43) adalah untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi.

A.9.3 Pembebanan gempa dari tanah sekelilingnya

A.9.3.1 Akibat pengaruh interaksi tanah-struktur, antara struktur bawah dan tanah sekelilingnya terjadi selisih pergerakan yang berubah-ubah selama gempa bekerja. Karena itu, tekanan tanah pada dinding besmen dan komponen lain struktur bawah juga berubah-ubah nilainya. Perhitungan tekanan tanah ini berdasarkan analisis interaksi tanah-struktur merupakan hal yang rumit. Karena itu, setiap cara yang secara rasional dapat dipertanggung jawabkan dapat dipakai. Untuk perencanaan yang praktis, pasal ini memberi ketentuan yang sederhana tetapi konservatif, yaitu bahwa tekanan tanah dari tanah depan dapat dianggap mencapai nilai maksimum sebesar nilai tekanan leleh tanah (identik dengan tekanan pasif) sepanjang kedalaman besmen. Tekanan tanah tersebut yang bekerja pada struktur bawah yang berperilaku elastik penuh harus dijadikan tekanan tanah nominal dengan membaginya dengan $R = f_1 = 1,6$, yaitu faktor reduksi gempa untuk struktur elastik penuh.

A.9.3.2 Pasal ini memberi petunjuk bagaimana interaksi tanah-struktur secara terbatas harus ditinjau. Bagian kritis dalam analisis ini adalah penentuan sifat-sifat kuantitatif pegas tekan dan pegas geser, yang merepresentasikan tanah belakang, samping dan bawah (fondasi).

A.10 Pengaruh gempa pada unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik

A.10.1 Ruang lingkup pengamanan

A.10.1.1 Perilaku yang memuaskan dari unsur-unsur non-struktur terhadap pengaruh gempa adalah sama pentingnya dengan perilaku struktur pemikulnya itu sendiri. Di samping unsur-unsur non-struktur yang mengisi suatu gedung dapat merupakan bagian yang penting dari nilai ekonomi gedung itu hingga layak untuk diamankan dari kerusakan, juga dalam hal gagal atau runtuh dapat merupakan bahaya langsung terhadap keselamatan penghuni gedung atau dapat menghambat usaha pengungsian penghuni dari gedung itu atau menghalang-halangi usaha pemadaman kebakaran segera setelah gempa terjadi.

A.10.1.2 Benda-benda sejarah jelas harus diamankan dari kerusakan untuk kepentingan generasi yang akan datang.

A.10.2 Tambatan

A.10.2.1 Kekurangan utama dalam pemasangan unsur-unsur non-struktur di dalam gedung terletak pada kurang memadainya detail-detail tambatan, yang harus diperhitungkan tidak saja terhadap gaya-gaya yang langsung diakibatkan oleh gempa (gaya inersia), tetapi juga terhadap pengaruh interaksi dengan unsur-unsur lain dari struktur pemikul. Gesekan tidak boleh diandalkan untuk menahan gaya lateral akibat gempa, karena komponen gerakan tanah yang berarah vertikal ke bawah dapat menghapuskan tahanan gesekan, sehingga unsur yang ditinjau dapat bergerak ke samping oleh pengaruh komponen gerakan tanah yang berarah horisontal.

A.10.2.2 Alat-alat penambat ornamen, panel-panel luar dan benda-benda tambahan

harus dibuat daktail yang memungkinkan unsur-unsur tersebut untuk mengikuti pergerakan struktur pemikul tanpa saling bertabrakan.

A.10.3 Hubungan antar-unsur

A.10.3.1 Apabila suatu unsur penting direncanakan untuk tahan terhadap gempa yang relatif kuat, maka perlu diperhatikan perencanaan unsur-unsur yang berhubungan yang dapat gagal oleh gempa yang lebih ringan, sehingga menyebabkan gagalnya fungsi unsur penting tersebut. Sebagai contoh, sebuah dinding yang berdiri di samping sebuah alat siap jalan dalam keadaan darurat dapat sudah roboh pada taraf gempa yang jauh lebih rendah dari pada yang disyaratkan untuk alat tersebut, sehingga menghalang-halangi operasi dari alat itu ketika gempa yang lebih ringan ini terjadi.

A.10.3.2 Pasal ini menekankan pentingnya pemeliharaan sela pemisah antara unsur-unsur non-struktur dan peralatan untuk mencegah interaksi di antaranya yang membahayakan atau menimbulkan kerugian besar.

A.10.4 Pemutusan Otomatis Operasi Mesin Dan Alat

Beberapa proses industri seperti yang terdapat pada proses kimia atau yang menggunakan aliran gas atau arus listrik tegangan tinggi, dapat menimbulkan bahaya yang berarti kepada masyarakat umum, apabila tidak dihentikan dalam gempa-gempa kuat. Otoritas Pembangunan bersama-sama dengan Pemilik hendaknya menetapkan suatu taraf intensitas gempa yang menyebabkan suatu mesin secara otomatis berhenti operasinya. Sebagai pedoman, pemutusan operasi mesin secara otomatis hendaknya terjadi pada percepatan puncak muka tanah A_0 yang berlaku bagi wilayah gempa tempat mesin itu berada. Pemutusan operasi mesin otomatis juga harus terjadi, apabila di dalam sistem terjadi suatu kelainan yang berbahaya, misalnya terjadinya tekanan cairan atau tekanan gas yang membumbung tinggi di luar batas di dalam suatu proses.

A.10.5 Pengaruh gempa rencana

A.10.5.1 Beban gempa yang harus diperhitungkan bekerja pada unsur non-struktur adalah beban gempa nominal statik ekuivalen, yang pada dasarnya didapat dengan mengalikan berat unsur dengan beberapa faktor (pers.(44)) yang tidak banyak bergantung pada data yang didapat dari analisis struktur pemikul unsur tersebut. Hal ini adalah untuk memungkinkan dilakukannya perencanaan langsung oleh para perencana instalasi mesin dan listrik serta produsen panel-panel beton pracetak. Data struktur pemikul yang diperlukan hanyalah waktu getar alami fundamental T_1 untuk menentukan Faktor Respons Gempa C_1 dan faktor reduksi gempa R . Faktor-faktor lainnya tinggal dihitung dengan rumus sederhana (pers.(45)) dan data yang dapat dibaca dalam tabel (Tabel 9 dan 10).

A.10.5.2 Koefisien pembesaran respons K_p dimaksudkan untuk memperhitungkan pembesaran gerakan tanah oleh struktur pemikul, yang bergantung pada respons struktur pemikul itu sendiri. Untuk itu, rumus yang diberikan dalam pasal ini (pers.(45)) dianggap memberikan hasil yang cukup memadai. Perlu disadari, bahwa benda-benda berat di puncak sebuah struktur gedung dapat mengalami percepatan-percepatan yang besar, sehingga bila mungkin benda-benda demikian hendaknya ditempatkan di tingkat lebih bawah.

A.10.5.3 Faktor kinerja P unsur non-struktur mencerminkan keutamaan unsur tersebut,

identik dengan faktor keutamaan I untuk gedungnya itu sendiri. Dengan demikian, faktor kinerja tersebut adalah untuk memperpanjang perioda ulang gempa yang menyebabkan kerusakan pada unsur tersebut, sehingga masih utuh ketika Gempa Rencana bekerja. Hal ini penting diperhatikan pada alat-alat yang dapat membahayakan seperti ketel uap dan tangki tekanan tinggi.

A.10.5.4 Suatu unsur non-struktur yang dipasang pada suatu struktur pemikul yang waktu getar alaminya mendekati waktu getar alami struktur pemikulnya, harus dihindari, karena dapat menghasilkan pembesaran yang sangat kuat. Pada sekitar titik resonansi, pembesaran tersebut dapat mencapai 25 kali. Akan tetapi dalam pasal ini pembesaran yang ditinjau hanya sampai 2 kali, karena dalam praktek selalu ada redaman yang memperkecil pembesaran tersebut.

Lampiran B

B.1 Perencanaan beban dan kuat terfaktor untuk fondasi

B.1.1. Yang dimaksud dengan Fondasi adalah bagian dari struktur bawah gedung yang kekuatannya ditentukan oleh kekuatan tanah yang mendukungnya, seperti fondasi telapak, rakit, tiang pancang dan tiang bor.

B.1.2. Selaras dengan perencanaan kekuatan unsur struktur atas dan struktur bawah, kekuatan Fondasi gedung dapat direncanakan berdasarkan cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor.

B.1.3. Beban nominal Q_n yang bekerja pada Fondasi adalah beban nominal yang bekerja pada struktur bawah, yang diteruskan langsung ke tanah pendukung seperti pada jenis fondasi telapak dan rakit, atau yang diteruskan melalui tiang pancang atau tiang bor ke tanah pendukung seperti pada jenis fondasi tiang. Beban nominal Q_n dikalikan dengan faktor beban γ yang bersangkutan adalah beban ultimit Q_u yang bekerja pada Fondasi sesuai dengan Pasal 4.4.1, Pasal 4.4.2 dan Pasal 4.4.3.

B.1.4. Menurut Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor, harus dipenuhi persyaratan keadaan batas ultimit Fondasi sebagai berikut :

$$R_u \geq Q_u \quad (P.1)$$

di mana R_u adalah kekuatan ultimit atau daya dukung ultimit Fondasi, yang merupakan perkalian faktor reduksi kekuatan ϕ dan kekuatan nominal Fondasi R_n menurut persamaan :

$$R_u = \phi R_n \quad (P.2)$$

di mana R_n ditentukan melalui perhitungan analitik atau empirik yang rasional dan/atau melalui uji beban langsung.

B.1.5. Faktor reduksi kekuatan ϕ untuk Fondasi ditetapkan menurut Tabel P.1 untuk jenis fondasi telapak dan rakit, dan menurut Tabel P.2 untuk jenis fondasi tiang pancang dan tiang bor.

Tabel P.1. Faktor reduksi kekuatan ϕ untuk jenis fondasi telapak dan rakit

Jenis tanah	ϕ
Pasir	0,35 – 0,55
Lempung	0,50 – 0,60
Batuan	0,60

Tabel P.2 Faktor reduksi kekuatan ϕ untuk jenis fondasi tiang

pancang dan tiang bor

Jenis fondasi	Sumber kekuatan tahanan	ϕ	Sifat beban
Tiang pancang	geser + ujung	0,55 – 0,75	Tekan aksial
	geser saja	0,55 – 0,70	Tekan/tarik aksial
	ujung saja	0,55 – 0,70	Tekan aksial
Tiang bor	geser + ujung	0,50 – 0,70	Tekan aksial
	geser saja	0,55 – 0,75	Tekan/tarik aksial
	ujung saja	0,45 – 0,55	Tekan aksial

B.2 Penjelasan perencanaan beban dan kuat terfaktor untuk fondasi

B.2.1. Kekuatan Fondasi ditentukan oleh kekuatan tanah yang mendukungnya. Kekuatan Struktur Fondasi itu sendiri (telapaknya, rakitnya, tiangnya) tentu ditentukan oleh bahan Fondasi tersebut, yang pada umumnya adalah beton bertulang. Jadi, untuk perhitungan kekuatan struktur Fondasi, berlaku ketentuan-ketentuan yang sama seperti untuk struktur atas dan struktur bawah gedung.

B.2.2. Perencanaan kekuatan unsur struktur atas dan struktur bawah dengan cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor, sudah sejak lama diikuti dalam praktek di Indonesia. Tetapi untuk perencanaan kekuatan Fondasi, terdapat kecenderungan kuat untuk tetap memakai cara tegangan atau beban yang diizinkan. Inkonsistensi ini tentunya harus dihapuskan secepat mungkin. Karena itu, Lampiran dari Standar ini dimaksudkan untuk mensosialisasikan cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor untuk Fondasi sebagai alternatif, yang diharapkan dapat segera menggantikan cara yang lama.

B.2.3. Pada dasarnya beban nominal pada struktur bawah adalah juga beban nominal pada Fondasi yang diteruskan ke tanah pendukung. Dengan demikian, faktor-faktor beban γ yang harus dikalikan pada beban nominal Q_n untuk mendapatkan beban ultimit Q_u pada Fondasi, harus diambil yang sama seperti yang berlaku untuk struktur atas dan struktur bawah gedung.

B.2.4. Kekuatan nominal Fondasi dapat diartikan sebagai kekuatan, di mana tanah pendukungnya masih menunjukkan penurunan yang elastis, dengan suatu kuat lebih yang cukup terhadap kekuatan, di mana tanah pendukungnya mulai secara drastis menunjukkan penurunan yang besar. Karena itu, cara penentuan kekuatan nominal Fondasi yang langsung adalah dengan melakukan uji beban dan menetapkan dari diagram beban-penurunan. Berapa besarnya nilai faktor kuat lebih, perlu dipertimbangkan dengan sebaik-baiknya dari bentuk diagram beban-penurunan, sehingga tidak dapat dirumuskan secara umum. Sebenarnya kekuatan nominal Fondasi harus ditentukan secara probabilistik, tetapi pada umumnya hal ini tidak dimungkinkan, karena jumlah uji beban dalam suatu proyek pada umumnya terbatas. Suatu perhitungan standar yang dilakukan dalam praktek selama ini, adalah perhitungan daya dukung yang diizinkan. Sebagai pendekatan, daya dukung

nominal dapat dianggap 2 kali daya dukung yang diizinkan. Seperti diketahui, syarat yang harus dipenuhi pada uji beban adalah, bahwa pada beban uji 2 kali beban yang diizinkan, Fondasi harus masih menunjukkan sifat elastis. Seperti dapat dilihat, kekuatan ultimit Fondasi adalah lebih rendah dari kekuatan nominalnya. Di dalam rekayasa Fondasi pengertian kekuatan ultimit dan kekuatan nominal sering terbalik. Dalam literatur Eropa, kekuatan nominal disebut kekuatan karakteristik.

B.2.5. Faktor reduksi kekuatan ϕ sangat bergantung pada beberapa hal, seperti mutu pengerjaan fondasi, sebaran variasi parameter tanah, metoda perhitungan kekuatan nominal maupun kekuatan ultimit, keandalan parameter tanah serta metoda pengujian yang dipakai untuk mendapatkannya, sifat beban (tarik, tekan, momen, geser). Karena itu tidak dapat ditetapkan satu nilai ϕ tetapi suatu kisaran, seperti ditunjukkan dalam Tabel P.1 dan Tabel P.2. Pada umumnya, nilai ϕ terendah dalam kisaran diambil jika dalam penentuan daya dukung nominal digunakan korelasi dengan nilai Test Penetrasi Standar (SPT). Nilai ϕ rata-rata dalam kisaran diambil jika digunakan korelasi dengan nilai Test Sondir (CPT). Nilai ϕ tertinggi dalam kisaran diambil jika digunakan parameter kuat geser dari hasil uji laboratorium atau dari hasil uji beban langsung sampai gagal.